

**MODELO DE ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO  
SIMPLIFICADO PARA LA PREDICCIÓN DE LA  
RESPUESTA SÍSMICA DE PÓRTICOS DE CONCRETO  
CON DISIPADORES DE ENERGÍA**

**Propuesta para el diseño sismorresistente en Colombia**

**CRISTIAN CAMILO LONDOÑO PIEDRAHÍTA**

**Trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Civil**

**JUAN ANDRÉS OVIEDO AMÉZQUITA**

**PhD en Ingeniería Sísmica y Estructural**



**ESCUELA DE INGENIERÍA DE ANTIOQUIA  
INGENIERÍA CIVIL  
ENVIGADO  
2012**

Para El que hace posible la realización de este sueño,  
El Dios de imposibles: El Señor.

Y a mi familia, en quienes nunca dejé  
de encontrar el apoyo incondicional necesario  
para alcanzar satisfactoriamente mis metas.

## **AGRADECIMIENTOS**

El autor expresa su agradecimiento por la ardua labor realizada por los profesores de la Escuela de Ingeniería de Antioquia, que en menor o mayor dosis lograron aportar a la formación de un nuevo ingeniero civil. Y de forma especial al Doctor en Ingeniería Estructural Juan Andrés Oviedo Amézquita por su dirección en este trabajo de grado y programas facilitados usados en él, pero principalmente poner a la disposición del autor el conocimiento y experiencia requeridos para su satisfactoria realización.

Igualmente, se agradece a la Red Nacional de Acelerógrafos (RNAC) por facilitar los registros sísmicos del sismo del Quindío de 1999 y al Dr. Taiki Saito, por poner a disposición pública el programa de análisis estructural STERA 3D.

# CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN.....	15
1. PRELIMINARES.....	17
1.1 Planteamiento del problema .....	17
1.1.1 Contexto y caracterización del problema .....	17
1.1.2 Formulación del problema .....	18
1.2 Objetivos del proyecto .....	19
1.2.1 Objetivo General.....	19
1.2.2 Objetivos Específicos .....	19
1.3 Marco de referencia.....	20
1.3.1 Análisis dinámico de estructuras .....	20
1.3.2 Balance de energía .....	21
1.3.3 Métodos de análisis.....	22
1.3.4 Técnicas de Control de Respuesta Sísmica (TCRS) .....	27
1.3.5 Comportamiento histerético del sistema estructural.....	27
1.3.6 Modelación del sistema estructural.....	28
2. METODOLOGÍA.....	37
3. DISEÑO SÍSMICO DE LAS EDIFICACIONES.....	39
3.1 Ubicación y uso de los edificios .....	39
3.2 Predimensionamiento .....	39
3.3 Configuración estructural.....	39
3.4 Análisis de cargas .....	41
3.4.1 Carga muerta .....	42

3.4.2	Carga viva .....	42
3.4.3	Análisis de masas.....	43
3.5	Parámetros Sísmicos.....	43
3.5.1	Metodología de análisis estructural.....	43
3.5.2	Caracterización sísmica.....	44
3.6	Verificación de derivas máximas .....	47
3.6.1	Derivas en el estado límite de servicio (umbral de daño).....	47
3.6.2	Derivas en el nivel de resistencia .....	49
3.7	Diseño sísmico .....	51
3.7.1	Cortante basal .....	51
3.7.2	Distribución de la fuerza sísmica en altura.....	51
3.7.3	Diseño de elementos estructurales.....	52
4.	DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE ANÁLISIS .....	53
4.1	Definición de variables.....	53
4.2	Registros sísmicos .....	53
4.3	Parámetros inelásticos de los disipadores .....	54
4.3.1	Distribución espacial de los disipadores .....	54
4.3.2	Valores de $\beta$ y $\nu$ .....	55
4.3.3	Edificio de tres pisos.....	56
4.3.4	Edificio de seis pisos .....	58
5.	MODELOS SDOF EQUIVALENTES DE LAS EDIFICACIONES.....	61
5.1	Características de los modelos SDOF equivalentes de los pórticos de concreto.....	61
5.1.1	Edificio de tres pisos.....	61
5.1.2	Edificio de seis pisos .....	62

5.2	Características del sistema disipador de los modelos SDOF equivalentes .....	62
6.	RESULTADOS Y ANÁLISIS .....	65
6.1	Preliminares .....	65
6.2	Curvas de capacidad de los Sistemas SDOF equivalentes.....	65
6.2.1	Edificio de tres pisos.....	66
6.2.2	Edificio de seis pisos .....	69
6.3	Análisis no lineales dinámicos .....	71
6.3.1	Edificio de tres pisos.....	72
6.3.2	Edificio de seis pisos .....	76
6.3.3	Comentarios finales.....	80
7.	PROPUESTA DE USO DEL MODELO SDOF EQUIVALENTE EN LA PRÁCTICA DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN COLOMBIA .....	81
7.1	Metodología de análisis estructural no lineal dinámico .....	81
7.2	Etapas de verificación en el proceso de diseño.....	81
7.3	Propuesta de Método de verificación que incluya uso del modelo SDOF equivalente.....	82
7.3.1	Ventajas del modelo SDOF equivalente propuesto.....	82
7.3.2	Inclusión en la práctica de diseño .....	83
8.	CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES .....	84
	BIBLIOGRAFÍA.....	86
	ANEXO 1. ACERO DE REFUERZO DE LAS EDIFICACIONES. ....	88
	ANEXO 2. ACELEROGRAMAS Y ESPECTROS DE RESPUESTA .....	91
	ANEXO 3. ESTADÍSTICAS DE LA DEMANDA DE DERIVA DE LOS ANÁLISIS NO LINEALES DINÁMICOS. ....	100

## LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Dimensiones de los elementos estructurales. ....	41
Tabla 2. Carga muerta de los edificios. ....	42
Tabla 3. Carga viva de los edificios ....	42
Tabla 4. Pesos de los edificios por niveles. ....	43
Tabla 5. Parámetros sísmicos de diseño según la NSR-10. ....	44
Tabla 6. Periodos aproximados y aceleraciones de las estructuras. ....	44
Tabla 7. Valores tabulados para los espectros elásticos de las estructuras. ....	45
Tabla 8. Capacidad de disipación de energía de las estructuras. ....	47
Tabla 9. Cortantes basales para el umbral de daño. ....	47
Tabla 10. Valores del coeficiente relacionado con el periodo fundamental ( $k$ ). ....	47
Tabla 11. Cálculo de fuerzas sísmicas del umbral de daño del edificio de tres pisos. ....	48
Tabla 12. Cálculo de fuerzas sísmicas del umbral de daño del edificio de seis pisos. ....	48
Tabla 13. Derivas del umbral de daño para el edificio de tres pisos. ....	48
Tabla 14. Derivas del umbral de daño para el edificio de seis pisos. ....	49
Tabla 15. Cortantes basales para la verificación de derivas en el nivel de resistencia. ....	49
Tabla 16. Distribución de fuerzas sísmicas para las derivas en el nivel de resistencia para el edificio de tres pisos. ....	49
Tabla 17. Distribución de fuerzas sísmicas para las derivas en el nivel de resistencia para el edificio de seis pisos. ....	50
Tabla 18. Derivas en el nivel de resistencia para el edificio de tres pisos. ....	50
Tabla 19. Derivas en el nivel de resistencia para el edificio de seis pisos. ....	50
Tabla 20. Cortantes basales de diseño. ....	51

Tabla 21. Distribución de fuerzas sísmicas de diseño para el edificio de tres pisos. ....	51
Tabla 22. Distribución de fuerzas sísmicas de diseño para el edificio de seis pisos. ....	51
Tabla 23. Cortantes basales para el grado de disipación de energía de los edificios. ....	52
Tabla 24. Registros sísmicos usados en este proyecto. ....	54
Tabla 25. Valores de $\beta$ y $\nu$ . ....	56
Tabla 26. Modelos para ambos edificios según los valores de $\beta$ y $\nu$ . ....	56
Tabla 27. Parámetros de la curva trilineal del pórtico del edificio de tres pisos. ....	57
Tabla 28. Propiedades mecánicas de los disipadores del edificio de tres pisos. ....	58
Tabla 29. Parámetros de la curva trilineal del pórtico del edificio de seis pisos. ....	59
Tabla 30. Propiedades mecánicas de los disipadores del edificio de seis pisos. ....	60
Tabla 31. Parámetros del modelo SDOF equivalente del pórtico de concreto reforzado del edificio de tres pisos. ....	62
Tabla 32. Parámetros del modelo SDOF equivalente del pórtico de concreto reforzado del edificio de seis pisos. ....	62
Tabla 33. Características de los sistemas disipadores de los modelos. ....	64
Tabla 34. Relaciones de resistencia y deformación de fluencia de los modelos. ....	65



## LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1. Ciclo de histéresis en un sistema estructural, energía elástica e inelástica. ....	21
Figura 2. Distribución $A_i$ de la fuerza sísmica. ....	23
Figura 3. Distribución triangular de la fuerza sísmica. ....	23
Figura 4. Distribución uniforme de la fuerza sísmica. ....	24
Figura 5. Distribución UBC de la fuerza sísmica. ....	25
Figura 6. Distribución modal de la fuerza sísmica. ....	25
Figura 7. Análisis estructural: nivel relativo de esfuerzo, siglas en inglés. ....	26
Figura 8. Procedimiento japonés de verificación para movimientos sísmicos fuertes. ....	29
Figura 9. Diagrama de flujo gráfico del método de análisis usando un modelo SDOF. ....	31
Figura 10. Procedimiento analítico para un sistema SDOF equivalente. ....	32
Figura 11. Modelo SDOF equivalente propuesto por Kuramoto et al. (2000). ....	33
Figura 12. Modelo SDOF equivalente propuesto por Oviedo Amézquita et al. (2010). ....	34
Figura 13. Configuración esquemática del modelo propuesto. ....	35
Figura 14. Pasos adicionales al flujo inicial propuesto por Kuramoto et al. (2000) para la inclusión de la diferenciación en el comportamiento de los disipadores de energía en el modelo SDOF propuesto por Oviedo Amézquita et al. (2010). ....	36
Figura 15. Configuración en altura de los edificios de tres pisos (izquierda) y seis pisos (derecha). ....	39
Figura 16. Esquema de planta estructural. ....	40
Figura 17. Perfil típico de losa. ....	41
Figura 18. Espectro elástico del umbral de daño. ....	45
Figura 19. Espectro elástico para la verificación de derivas para el nivel de resistencia. .	46
Figura 20. Espectro elástico de diseño. ....	46

Figura 21. Ubicación espacial de los disipadores. Se muestra también el modelo del edificio de tres pisos (STERA3D) como referencia. ....	55
Figura 22. Curva de capacidad para cada piso del pórtico de concreto reforzado del edificio de tres pisos. ....	57
Figura 23. Curva de capacidad para cada piso del pórtico de concreto reforzado del edificio de seis pisos. ....	59
Figura 24. Curva $Sa - Sd$ del modelo SDOF equivalente del pórtico de concreto reforzado para el edificio de tres pisos. ....	61
Figura 25. Curva $Sa - Sd$ del modelo SDOF equivalente del pórtico de concreto reforzado para el edificio de seis pisos. ....	62
Figura 26. Curvas $Sa - Sd$ del pórtico de concreto reforzado con y sin disipadores para el primer modelo del edificio de tres pisos. ....	63
Figura 27. Curva $Sa - Sd$ del sistema disipador para el primer modelo del edificio de tres pisos. ....	63
Figura 28. Curvas $Sa - Sd$ del sistema SDOF de los modelos 1 (arriba) y 5 (abajo) del edificio de tres pisos. ....	66
Figura 29. Curvas $Sa - Sd$ del sistema SDOF de los modelos 6 (arriba) y 10 (abajo) del edificio de tres pisos. ....	67
Figura 30. Curvas $Sa - Sd$ del sistema SDOF de los modelos 11 (arriba) y 15 (abajo) del edificio de tres pisos. ....	67
Figura 31. Curvas $Sa - Sd$ del sistema SDOF de los modelos 16 (arriba) y 20 (abajo) del edificio de tres pisos. ....	68
Figura 32. Curvas $Sa - Sd$ del sistema SDOF de los modelos 21 (arriba) y 25 (abajo) del edificio de tres pisos. ....	68
Figura 33. Curvas $Sa - Sd$ del sistema SDOF de los modelos 1 (arriba) y 5 (abajo) del edificio de seis pisos. ....	69
Figura 34. Curvas $Sa - Sd$ del sistema SDOF de los modelos 6 (arriba) y 10 (abajo) del edificio de seis pisos. ....	69
Figura 35. Curvas $Sa - Sd$ del sistema SDOF de los modelos 11 (arriba) y 15 (abajo) del edificio de seis pisos. ....	70
Figura 36. Curvas $Sa - Sd$ del sistema SDOF de los modelos 16 (arriba) y 20 (abajo) del edificio de seis pisos. ....	70

Figura 37. Curvas $S_a - S_d$ del sistema SDOF de los modelos 21 (arriba) y 25 (abajo) del edificio de seis pisos. ....	71
Figura 38. Comparación de derivas entre los modelos SDOF y MDOF de los modelos del edificio de tres pisos sometidos a SFC. ....	73
Figura 39. Comparación general de la demanda de deriva de los sistemas SDOF de los modelos del edificio de tres pisos sometidos a SFC. ....	74
Figura 40. Comparación de derivas entre los modelos SDOF y MDOF de los modelos del edificio de tres pisos sometidos a SFL. ....	75
Figura 41. Comparación general de la demanda de deriva de los sistemas SDOF de los modelos del edificio de tres pisos sometidos a SFL. ....	76
Figura 42. Comparación de derivas entre los modelos SDOF y MDOF de los modelos del edificio de seis pisos sometidos a SFC. ....	77
Figura 43. Comparación general de la demanda de deriva de los sistemas SDOF de los modelos del edificio de seis pisos sometidos a SFC. ....	78
Figura 44. Comparación de derivas entre los modelos SDOF y MDOF de los modelos del edificio de seis pisos sometidos a SFL. ....	79
Figura 45. Comparación general de la demanda de deriva de los sistemas SDOF de los modelos del edificio de seis pisos sometidos a SFL. ....	80

## LISTA DE ANEXOS

	pág.
Anexo 1. Acero de refuerzo de las edificaciones.....	88
Anexo 2. Acelerogramas y espectros de respuesta .....	91
Anexo 3. Estadísticas de la demanda de deriva de los análisis no lineales dinámicos...	100

## RESUMEN

En general, el método de diseño estructural puede resumirse en dos grandes etapas: una etapa de diseño y otra de verificación. En el código japonés ya se implementó, para la etapa de verificación, un modelo de un grado de libertad (SDOF) que busca reducir la complejidad de estructuras de pórticos de concreto reforzado como un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF), permitiendo incluso el análisis de este tipo de estructuras en las que se instalan disipadores de energía por deformación. Esta simplificación se realiza con técnicas de linealización que han demostrado tener un buen acercamiento a la respuesta sísmica de la estructura al cumplir ciertas condiciones.

Como sistema constructivo, los pórticos de concreto reforzado son ampliamente usados en Colombia, pero los ejemplos de este tipo de estructuras que usen alguna Técnica de Control de Respuesta Sísmica (TCRS) son escasos. Como TCRS, los disipadores de energía por deformación, se destacan por su economía y funcionalidad. En este trabajo se valida y propone para la práctica de diseño estructural, el modelo SDOF desarrollado por Oviedo Amézquita et al. (2010), que distinto a otros modelos SDOF comúnmente usados, es capaz de diferenciar el comportamiento del pórtico de concreto reforzado y del sistema de disipadores, dando así un mejor tratamiento a la respuesta general de la edificación. Este modelo también usa el método de análisis no lineal dinámico para predecir la respuesta de la estructura, lo que constituye otra ventaja al usar el método de análisis estructural más completo, en contraste con los métodos usados tradicionalmente.

Para el logro del objetivo del proyecto, se diseñan dos edificaciones en concreto reforzado, una de tres y otra de seis pisos, correspondientes a la estructura típica de un hospital. Las estructuras son luego equipadas con diferentes sistemas disipadores de energía (diferentes resistencias y deformaciones de fluencia) y se obtienen los respectivos sistemas SDOF equivalentes. Posteriormente se realiza una serie de análisis estructurales no lineales dinámicos de las estructuras modeladas como sistemas SDOF equivalentes y sistemas MDOF para finalmente comparar sus derivas máximas.

Los resultados de este estudio indican que hay una buena correlación entre los resultados del modelo y el de las estructuras, dando la posibilidad al modelo de ser usado en la práctica de diseño estructural para edificaciones equipadas con disipadores de energía por deformación de baja a mediana altura como las estudiadas. La mayoría de edificaciones colombianas están en este rango de alturas, pero es escaso el uso de disipadores, y una de las razones principales es el desconocimiento de metodologías de análisis de estas técnicas. Así, puede verse como el desarrollo de este modelo constituye una propuesta que simplifica la metodología de análisis, permitiendo la entrada de estas técnicas que han sido eficaces en otros países.

Palabras clave: predicción de la respuesta sísmica, sistema SDOF equivalente, disipadores de energía por deformación, edificaciones de pórticos de concreto reforzado.

## ABSTRACT

In general, structural design method can be resumed in two main steps: design and verification. In the Japanese design code, it has been implemented for the verification step, a single-degree-of-freedom (SDOF) system model that reduces the complexity of reinforced concrete (R/C) frame structures as a multi-degree-of-freedom (MDOF) system, even allowing the analysis of this type of structures in which hysteretic dampers are installed. This simplification is performed with linearization techniques which results have proven to be close to the structure seismic response when certain conditions are met.

As a construction system, R/C frames are widely used in Colombia, but cases where these type of structures that use some Seismic Response Control Technique (SRCT) are scarce. As SRCT, hysteretic dampers stand out for their economy and functionality. This work validates and propose, for the structural design practice, the SDOF system model developed by Oviedo Amézquita et al. (2010) that, distinct to other commonly used SDOF models, differentiates the behavior of the R/C frame and the damper system, giving better treatment to the overall response of the building. This model also uses the nonlinear dynamic analysis for predicting the structure response, which constitutes another advantage using the more complete structural analysis method, in contrast with the methods traditionally used.

To achieve the objective of the project, two R/C buildings are designed: a three and a six-story typical structure for a hospital. The structures are then equipped with different energy dissipating systems (different yield resistance and yield deformation) to obtain the respective equivalent SDOF systems. Later, a series of nonlinear structural dynamic analysis of the structures modeled as equivalent SDOF systems and MDOF systems are performed to finally compare their maximum drifts.

The results of this study indicate that there is a good correlation between the results of the model and the structures, giving the model the possibility to be used in structural design practice for mid- to high-rise buildings equipped with hysteretic dampers as studied. Most buildings in Colombia are in this range of heights, but there is little use of SRCT's, and one of the main reasons is the lack of methods for analysis of these techniques. Thus, it can be seen the development of this model as a proposal to simplify the analysis methodology, allowing the entry of these techniques that have been effective in other countries.

**Keywords:** seismic response prediction, equivalent SDOF system, hysteretic damper, R/C frame structures.

## INTRODUCCIÓN

La Ingeniería Estructural ha venido atendiendo la necesidad de mejoramiento continuo de las metodologías de análisis y diseño sismorresistente en edificaciones. Esto cobra importancia según ocurren nuevos movimientos sísmicos que ponen en evidencia la insuficiencia de muchas edificaciones actuales para enfrentar la energía impuesta por ellos. Para controlar o disipar parte de esa energía, se han desarrollado Técnicas De Control De Respuesta Sísmica (TCRS) que reducen la demanda sísmica de las estructuras a través de la implementación de sistemas adicionales a sus elementos resistentes.

En países como Colombia, el uso de TCRS no ha sido extensivo y ha sido lenta la entrada de tales técnicas por diferentes motivos, de los cuales los principales son: posibles altos costos, desconocimiento del método de análisis y falta de evidencias de su buen funcionamiento. Sin embargo, hoy en día se adelantan investigaciones que intentan atacar el problema desde diferentes puntos. Uno de esos puntos indiscutiblemente es la necesidad del uso de metodologías de análisis dinámicos no lineales para edificaciones que usan TCRS como los disipadores de energía por deformación. Esta técnica en particular, por ejemplo, se destaca por su economía y funcionalidad.

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistentes, NSR-10, introdujo como apéndice el análisis estático no lineal (*Push-Over*) para una posterior integración como requisito; sin embargo, éste sigue siendo una simplificación del método de análisis dinámico inelástico, método más acertado para obtener la respuesta sísmica de una estructura pero que hoy en día todavía demanda de mucho esfuerzo para su realización. Es en vista de esto que se hace necesario seguir investigando con el fin de encontrar métodos que permitan lograr buenos resultados con menores exigencias.

Modelos simplificados de predicción de respuesta sísmica usados en la práctica de diseño en otros países, como el desarrollado por Kuramoto et al. (2000) en Japón, han demostrado ser una buena respuesta a la búsqueda de los métodos mencionados anteriormente. Estos modelos son capaces de estimar el comportamiento de edificaciones con buena correspondencia en ciertos casos, sin embargo, todos ellos tienen en común el uso de un único comportamiento que rige el modelo, pero esto difiere de la realidad cuando se trata de edificaciones equipadas con disipadores de energía. En estos casos, sería más apropiado el uso de un modelo que tome en cuenta la diferencia del comportamiento del sistema de disipadores.

En el presente trabajo, se valida el modelo desarrollado por Oviedo Amézquita et al. (2010) y se propone para su uso en la práctica de diseño en Colombia. Una ventaja del modelo de un grado de libertad (UGDL, o SDOF por sus siglas en inglés) usado en esta investigación es que se basa en el método de análisis no lineal dinámico y reduce significativamente el esfuerzo necesario para un análisis completo del sistema de múltiples grados de libertad (MGDL, o MDOF por sus siglas en inglés). Otra ventaja

fundamental es la diferenciación del comportamiento del pórtico en concreto reforzado y del sistema de disipadores, dando así un mejor tratamiento a la respuesta general de la edificación.

Inicialmente, se diseñaron dos edificaciones con un sistema estructural típico de un hospital, un tipo de edificación indispensable para la recuperación de la comunidad después de un sismo. Luego, se definen diferentes características de disipadores con los que se equipan las estructuras para ser analizadas con el método no lineal dinámico para diferentes registros sísmicos, incluyendo el del sismo del Quindío de 1999. Este método se constituye como el punto de referencia para la comparación de los resultados que se obtienen al realizar la predicción de la respuesta de las mismas estructuras modeladas como sistemas SDOF equivalentes. La conversión de las estructuras completas, que son sistemas MDOF, se realiza con la metodología inicialmente propuesta por Kuramoto et al. (2000) y luego extendida por Oviedo Amézquita et al. (2010).

Al realizar la comparación de estos resultados, los resultados del proyecto muestran que existe una buena correspondencia de las derivas máximas de las edificaciones. Se comprueba de esta manera la efectividad del modelo. Finalmente, se exponen una serie de argumentos para recomendar su uso en la práctica de diseño colombiano.



# 1. PRELIMINARES

## 1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

### 1.1.1 Contexto y caracterización del problema

Los sismos son fenómenos donde grandes cantidades de energía se liberan, propagándose en forma de ondas en todas direcciones y sacudiendo violentamente la superficie de la tierra, transmitiendo ese movimiento a todo elemento que se encuentre sobre ella, afectando especialmente a las construcciones civiles. Víctimas fatales, deterioro de la calidad de vida y pérdidas económicas, son el producto de la incapacidad de la respuesta sísmica de muchas edificaciones. Es por esto que la dinámica estructural se convierte en un objeto de estudio para la ingeniería civil y afines, porque el diseño de estructuras debe enfocarse hacia la preservación de la vida humana y el desarrollo de estructuras altamente funcionales. Desde este punto de vista se evidencia la importancia del conocimiento de la respuesta sísmica de las edificaciones.

Desafortunadamente, aunque el conocimiento de la fuerza devastadora de los sismos es muy antiguo, la humanidad ha buscado soluciones después de vivir casos que los dejan marcados. Por ejemplo, en Japón, después del sismo de Kobe (1995), se ha impulsado en gran manera la construcción de estructuras sismorresistentes por medio del uso de TCRS como alternativa de solución ante la amenaza sísmica, y como muestra de ello en un caso particular, llegó a tener más de 2400 edificaciones con aislamiento sísmico en la base en el año 2008 (Japan Society of Seismic Isolation -JSSI-, 2010). Hoy en día, Japón es pionero en la investigación e implementación de las TCRS. Puede verse entonces que el estudio de las metodologías de análisis estructural y las TCRS han avanzado a diferente escala geográficamente.

Colombia, a pesar de ser un país ubicado en zonas de amenaza sísmica alta, necesitó del sismo del 31 de marzo de 1984 en Popayán para implementar el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, actualmente llamado Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente o NSR. Sin embargo, técnicas eficaces como las TCRS aún son poco usadas en el país. Esfuerzos por conocer la situación de su uso en edificaciones colombianas evidencian que ésta sigue siendo escasa y se identifican las razones por las cuales no se implementan: *“(1) la falta de confianza en el comportamiento sísmico de edificaciones con técnicas de control de respuesta, (2) la desconfianza fundada en la incertidumbre del funcionamiento de los dispositivos de control que requieren alguna fuente de alimentación de energía externa o de algún tipo de mantenimiento durante su vida útil, (3) el posible sobre costo inicial del proyecto, (4) el desconocimiento por parte de los diseñadores de las metodologías de diseño estructural que se requieren cuando se utilizan técnicas de control de respuesta sísmica, y (5) la falta de normalización en los métodos de diseño y en especificaciones de los dispositivos de control.”* (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2009).

Una de las metodologías de análisis que se introdujo recientemente como apéndice en la NSR-10, el *Push-Over*, a pesar de ser más fiel a la estimación de la respuesta sísmica de la estructura, sufre de algunas limitaciones que la misma norma reconoce:

- Oposición a la estimación del desplazamiento límite de esta metodología, ya que finalmente se fundamenta en correlaciones estadísticas con base en la experiencia obtenida de la respuesta de otras edificaciones a solicitaciones sísmicas.
- Bondad de diseño cuestionable por la falta de uniformidad en la estimación de la respuesta de la estructura. Aquí hay muchos factores influyentes. Por mencionar solo uno de ellos, está la diferencia de los resultados que se obtienen al cambiar el tipo de distribución de las fuerzas horizontales al que se somete la estructura.

La metodología de análisis no lineal dinámica es la más completa y con mejor acercamiento a la respuesta sísmica con la que se cuenta actualmente. Para edificaciones equipadas con técnicas innovadoras como las TCRS, el uso de metodologías de análisis estructural como el no lineal dinámico es el más recomendado, sin embargo, el desarrollo de esta metodología es complicado. En relación a la cuarta razón por la cual no se implementan TCRS (*“el desconocimiento por parte de los diseñadores de las metodologías de diseño estructural que se requieren cuando se utilizan técnicas de control de respuesta sísmica”* (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2009)), la búsqueda de métodos simplificados para el análisis de estructuras cobra importancia en la medida en que se facilite este tipo de metodologías y de esta manera se pueda aumentar la viabilidad económica de este tipo de diseños en el medio. El principal objetivo del desarrollo de los modelos SDOF para la predicción de la respuesta sísmica está en brindar una herramienta útil y simple para el análisis y diseño sísmico de estructuras. Poder encontrar el modelo simplificado que se base en las mejores metodologías de análisis estructural y que responda bien en cierto rango de estructuras es la oportunidad de alentar al uso de mejores teorías que las actualmente implementadas.

### **1.1.2 Formulación del problema**

Las TCRS se clasifican según el estándar internacional ISO 3010 “Basis for design of structures – Seismic action on structures” en tres grupos: control pasivo, control activo e híbrido y control semiactivo. Los disipadores histeréticos de energía están dentro del tipo de control pasivo debido a que no requieren de un control externo para actuar. Estos disipadores se basan en la deformación plástica y son ampliamente usados por sus prestaciones mecánicas y economía. Su base teórica está en que a la estructura se equipa con elementos rigidizadores que se deforman cuando se someten a la acción sísmica permitiendo liberar así, parte de esa energía.

Pocas estructuras se comportan realmente como sistemas de un grado de libertad debido a la complejidad de su comportamiento, pero es posible hacer esta modelización dinámica cuando ciertas condiciones se cumplen. Para edificaciones que usan TCRS y aún para edificaciones denominadas indispensables, se recomienda el uso del análisis estructural no lineal dinámico, pero su desarrollo es complicado y para la práctica de diseño se prefieren metodologías simplificadas, como el uso de modelos SDOF equivalentes.

Los modelos SDOF comúnmente usados en la práctica de diseño son capaces de estimar el comportamiento de edificaciones con buena correspondencia en ciertos casos, sin embargo, todos ellos tienen en común el uso de un único comportamiento que rige el modelo, pero esto difiere de la realidad cuando se trata de edificaciones equipadas con disipadores de energía. En estos casos, sería más apropiado el uso de un modelo que tome en cuenta la diferencia del comportamiento del sistema de disipadores.

La investigación previa de Oviedo Amézquita et al. (2010) ha demostrado que es posible implementar modelos que estimen con mejor precisión la respuesta separada de los pórticos de concreto reforzado y los disipadores histeréticos por deformación, aun cuando forman parte de un mismo sistema estructural, pero que no responden de igual manera debido a su diferencia en el comportamiento sísmico. El resultado de tal investigación arrojó buenos resultados en edificaciones de baja y mediana altura y es el modelo que se quiere proponer para su uso en Colombia. Estos avances son importantes para poder encontrar un modelo que, aplicado a cierta tipología de estructuras, permita predecir su respuesta sísmica. Además, la implementación de un modelo como este en Colombia permitiría acercar más la práctica de diseño al comportamiento sísmico de las estructuras al facilitar la aplicación de un método inelástico. Este modelo puede considerarse un paso intermedio entre los análisis elásticos tradicionales (como el de la Fuerza Horizontal Equivalente -FHE-, comúnmente usado en Colombia) y los análisis inelásticos complejos al servir de transición para la entrada de éstos a la práctica de diseño.

## **1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO**

### **1.2.1 Objetivo General**

Proponer para Colombia un modelo de análisis no lineal dinámico simplificado para la predicción de la respuesta sísmica de pórticos de concreto reforzado equipados con disipadores de energía.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- Identificar los requisitos aplicables al diseño y análisis de estructuras de pórticos en concreto reforzado y los métodos simplificados de predicción de la respuesta sísmica por medio de la revisión del reglamento de construcción sismorresistente colombiano y bibliografía actualizada.
- Diseñar dos estructuras, una de tres y otra de seis pisos de altura, y diferentes sistemas de disipadores histeréticos de energía por deformación.
- Analizar las estructuras como sistemas de múltiples grados de libertad (MDOF) y como sistemas de un grado de libertad (SDOF) haciendo uso del modelo simplificado de análisis.
- Validar el modelo por medio del análisis de resultados y la comparación de la respuesta sísmica de las estructuras modeladas como sistemas SDOF y MDOF.

## 1.3 MARCO DE REFERENCIA

### 1.3.1 Análisis dinámico de estructuras

La dinámica estudia la evolución del estado físico de los cuerpos en movimiento según el paso del tiempo. Aplicada a las estructuras, la dinámica trata a ésta como cuerpo flexible, debido a la existencia de deformaciones relativas con respecto a sí misma (García Reyes, 1998). Existen, sin embargo, muchos casos en los que localmente puede considerarse a la estructura como cuerpo rígido debido a la pequeña magnitud de tales deformaciones relativas.

Todas las estructuras reales se comportan dinámicamente cuando se someten a cargas o sufren deformaciones (L. Wilson, 2000). Con base en la mecánica newtoniana, puede expresarse matemáticamente la relación que hay entre las fuerzas inerciales de las estructuras y las cargas o deformaciones a las que ésta se ve afectada. Si las cargas o desplazamientos se aplican muy lentamente, se puede asumir un caso estático de análisis y despreciar las fuerzas inerciales. De esta manera se puede ver el caso estático como un caso particular de un estado dinámico.

El equilibrio dinámico de las estructuras se puede expresar como se muestra en la siguiente ecuación válida para sistemas lineales o no lineales (L. Wilson, 2000):

$$F(t)_K + F(t)_D + F(t)_S = F(t) \quad \text{Ecuación 1}$$

donde,

$F(t)_K$  es el vector de fuerzas inerciales actuando en los centros de masas

$F(t)_D$  es el vector de fuerzas disipadoras

$F(t)_S$  es el vector de fuerzas internas de la estructura

$F(t)$  es el vector de fuerzas externas aplicadas a la estructura

Para la mayoría de sistemas estructurales se puede expresar la anterior ecuación de forma más explícita, llegando a la denominada ecuación de movimiento:

$$M\ddot{u}(t)_a + C\dot{u}(t)_a + Ku(t)_a = F(t) \quad \text{Ecuación 2}$$

donde,

$M$  es la matriz de masas

$C$  es la matriz de amortiguamiento

$K$  es la matriz de rigidez del sistema estructural

$u(t)_a$ ,  $\dot{u}(t)_a$  y  $\ddot{u}(t)_a$  son los vectores nodales de desplazamientos, velocidades y aceleraciones absolutos, respectivamente

### 1.3.2 Balance de energía

Al usar el concepto de energía para expresar el equilibrio dinámico de las estructuras se obtiene la ecuación de balance de energía (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2006):

$$E_K + E_D + E_S + E_P = E_I \quad \text{Ecuación 3}$$

$$E_S = E_{S_s} + E_{S_p} \quad \text{Ecuación 4}$$

donde,

$E_K$  es la energía cinética de la estructura

$E_D$  es la energía disipada por el amortiguamiento inherente de la estructura

$E_S$  es la energía de deformación del sistema

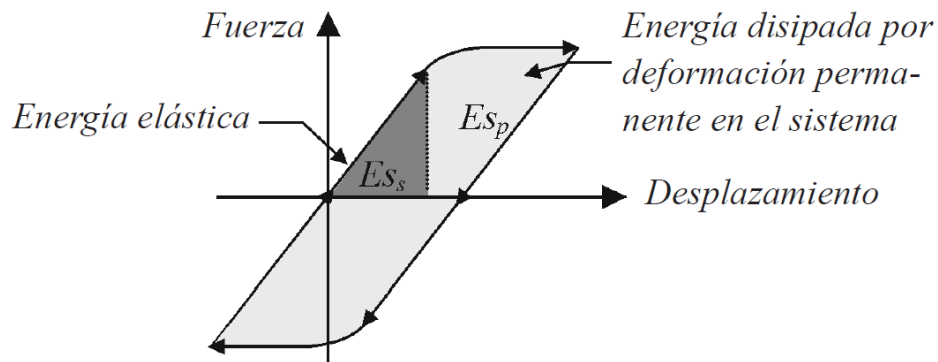
$E_{S_s}$  es la energía elástica

$E_{S_p}$  es la energía inelástica

$E_P$  es la energía disipada por dispositivos especiales amortiguadores

$E_I$  es la energía de entrada del sistema, o impuesta por las cargas externas

Como se muestra, la energía de deformación elástica de la estructura debe separar el aporte de energía elástica y de energía inelástica que participan en la estructura. En el rango elástico, el sistema estructural puede volver a su estado original sin ningún daño, por lo tanto esta energía no es disipadora. En el rango inelástico hay daño de los elementos estructurales y deformación plástica por efectos histeréticos, siendo esta energía disipadora. Ambos conceptos se ilustran en la Figura 1.



**Figura 1. Ciclo de histéresis en un sistema estructural, energía elástica e inelástica (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2006).**

### 1.3.3 Métodos de análisis

De acuerdo a la forma de considerar el comportamiento de la estructura y las cargas a las que ésta se somete, existen diferentes métodos de análisis estructural que buscan dar una solución detallada o más simplificada, según sea el caso, a la ecuación de movimiento expuesta anteriormente. El objetivo de estos métodos es predecir la respuesta estructural ante la acción de las cargas sísmicas. Los métodos más reconocidos son:

- **Análisis estático elástico (FHE)**

Es la mayor simplificación al análisis sísmico de la estructura donde se consideran una serie de fuerzas horizontales equivalentes a la acción del sismo sobre ésta, por lo tanto no se requiere de una solución explícita de la ecuación de movimiento. La distribución de las fuerzas depende de la masa de cada piso.

- **Análisis estático inelástico (*Push-Over*)**

Se aplica una fuerza horizontal monotónica creciente a la estructura hasta llevarla a la falla para hallar su capacidad máxima.

Existen diferentes formas de distribuir lateralmente la fuerza sísmica a las estructuras en la metodología del *Push-Over*. Las más reconocidas son:

⇒ **Distribución  $A_i$**

El código japonés de diseño incluye esta distribución, que relaciona los pesos de cada piso y el periodo fundamental de la estructura para determinar la proporción de la fuerza en cada piso con respecto al cortante basal.

$$Q_i = C_i \sum_{j=i}^n w_j \quad \text{Ecuación 5}$$

$$C_i = Z R_t A_i C_0 \quad \text{Ecuación 6}$$

donde,

$Q_i$  es el cortante de diseño del piso  $i$

$C_i$  es el coeficiente de cortante de diseño del piso  $i$

$w_j$  es el peso del piso  $j$

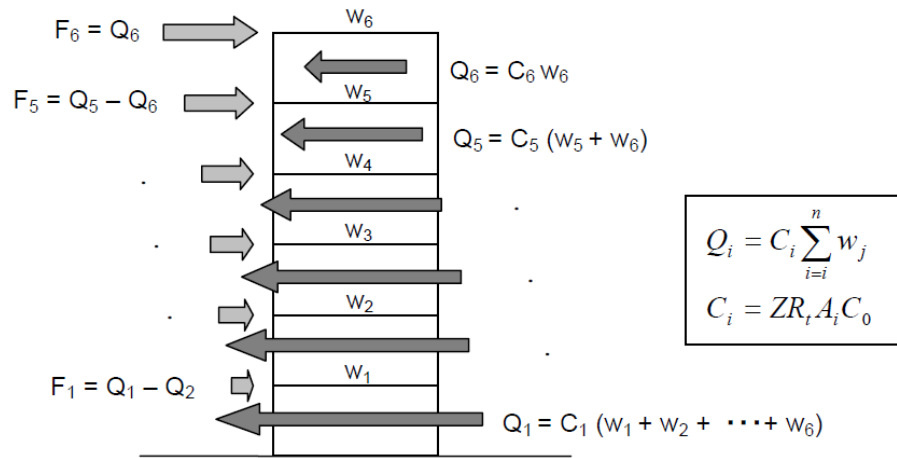
$Z$  es el factor sísmico de sitio

$R_t$  es el factor de vibración característica

$A_i$  es el coeficiente de distribución de la fuerza cortante del piso  $i$

$C_0$  es el coeficiente de cortante basal

La siguiente figura ilustra la distribución  $A_i$  de las fuerzas sísmicas:



**Figura 2. Distribución  $A_i$  de la fuerza sísmica (Saito, 2011).**

⇒ **Distribución triangular**

La fuerza sísmica se distribuye de acuerdo a la altura de cada piso.

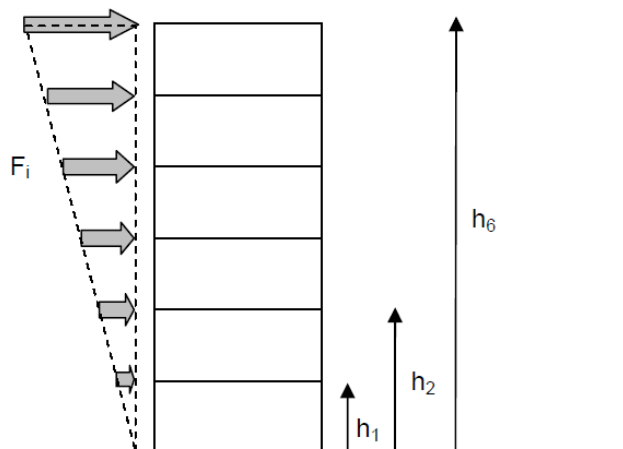
$$F_i = Q_B \left( \frac{h_i}{\sum_{j=1}^n h_j} \right)$$

**Ecuación 7**

donde,

$Q_B$  es el cortante basal]

$h_i$  es la altura del piso  $i$  desde el nivel del terreno



**Figura 3. Distribución triangular de la fuerza sísmica (Saito, 2011).**

⇒ **Distribución uniforme**

Se distribuye la fuerza sísmica uniformemente en todos los pisos.

$$F_i = \frac{Q_B}{n}$$

**Ecuación 8**

⇒ **Distribución UBC**

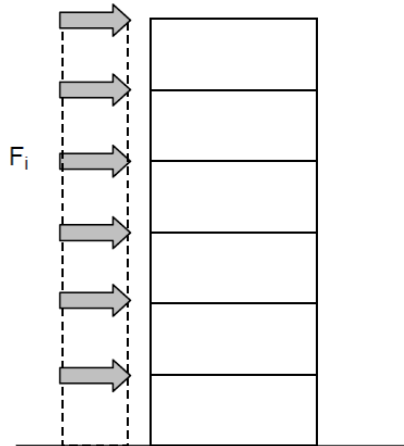
El Uniform Building Code (1997) lo define como:

$$F_i = (Q_B - F_t) \left( \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)$$

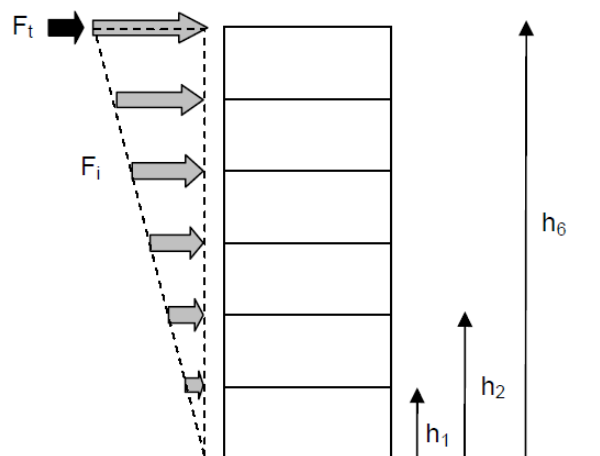
**Ecuación 9**

donde,

$F_t$  es el factor dependiente del período fundamental



**Figura 4. Distribución uniforme de la fuerza sísmica (Saito, 2011).**





**Figura 5. Distribución UBC de la fuerza sísmica (Saito, 2011).**

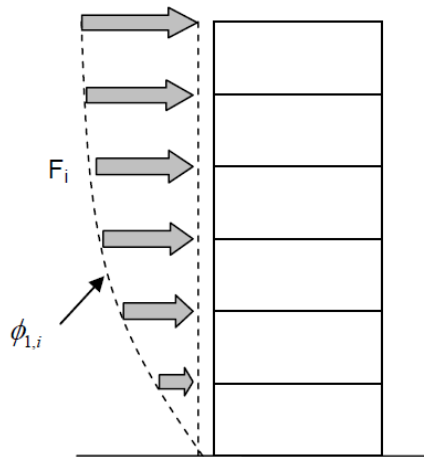
⇒ **Distribución modal**

Depende de la forma del primer modo o modo fundamental de la estructura.

$$F_i = Q_B \left( \frac{w_i \phi_{1,i}}{\sum_{j=1}^n w_j \phi_{1,j}} \right) \quad \text{Ecuación 10}$$

donde,

$\phi_{1,i}$  es el componente del vector del primer modo en el piso  $i$



**Figura 6. Distribución modal de la fuerza sísmica (Saito, 2011).**

- **Análisis dinámico elástico (modal espectral)**

Se busca una solución de la ecuación de movimiento para un intervalo de tiempo dado. Las fuerzas horizontales dependen de las características dinámicas de la estructura y del espectro de diseño.

- **Análisis dinámico inelástico (tiempo historia)**

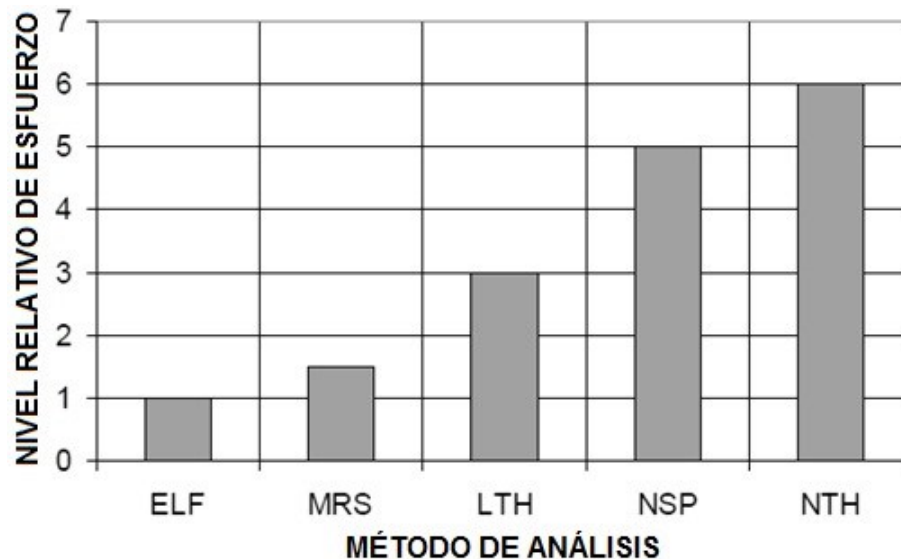
También se busca una solución de la ecuación de movimiento para un intervalo de tiempo dado en donde se hacen análisis elásticos con propiedades que van variando en el transcurso del tiempo.

- **Uso de los métodos de análisis estructural**

Los códigos de diseño permiten o restringen el uso de uno u otro método de análisis estructural dependiendo de las características de la estructura y de la amenaza sísmica.

La predicción de la respuesta de una edificación de pórticos de concreto con disipadores de energía ante un sismo es un tema muy complejo que debe ser abordado por medio de metodologías de análisis no lineales. Este tipo de metodologías aún son consideradas

como tareas dispendiosas que requieren mucho esfuerzo, tiempo y conocimiento especializado. En la Figura 7 se observa el nivel relativo de esfuerzo que involucran los métodos de análisis reconocidos: Fuerza Horizontal Equivalente (FHE, ELF por sus siglas en inglés), Espectro Modal de Respuesta (MRS), Lineal Dinámico (LTH), No Lineal Estático o *Push-Over* (NSP), No Lineal Dinámico (NTH). A pesar de esto, la ventaja del análisis inelástico radica en tomar en cuenta la redistribución de las fuerzas cuando los miembros estructurales comienzan a fluir, reproduciendo más fielmente el comportamiento de la estructura durante el movimiento sísmico.



**Figura 7. Análisis estructural: nivel relativo de esfuerzo, siglas en inglés (Federal Emergency Management Agency -FEMA-, 2006)**

En la rutina del diseño estructural, específicamente en la etapa preliminar de evaluación de un proyecto, modelos simplificados de análisis se convierten en una herramienta muy útil para predecir la respuesta de una estructura ante determinada intensidad sísmica. Al simplificar la predicción de la respuesta, se está ahorrando tiempo y dinero, ya que no está realizando un análisis dinámico no lineal a gran escala, lo que podría ser costoso, pero se usa una metodología mucho más cercana a la respuesta sísmica de la estructura que el procedimiento de análisis actual (FHE), y como se muestra en la Figura 7, el nivel de esfuerzo relativo involucrado es 6 veces mayor con respecto a éste último.

En el actual reglamento de construcción sismorresistente, NSR-10, se introduce el *Push-Over* como procedimiento alternativo de no obligatoriedad para el análisis sísmico (apéndice A-3), pero se deja expreso el interés en su posterior integración al reglamento:

*“(...) Esta es una alternativa atractiva en comparación a los procedimientos más complejos del análisis de respuesta no lineal contra el tiempo. Se espera que la consideración de esta metodología a través de su inclusión en este apéndice permitirá el desarrollo del consenso necesario para permitir una posterior integración en el Reglamento como tal”*

Implementar un modelo simplificado que permita verificar el diseño sísmico utilizando para sus datos de entrada el método del *Push-Over*, próximo a convertirse en método de análisis obligatorio para Colombia; y finalmente usando el método no lineal cronológico para la operación del mismo, ayudará a dar solución a la tercera (sobrecosto inicial), cuarta (desconocimiento de las metodologías) y quinta razón (falta de normalización) (mencionadas en el Planteamiento del problema de este estudio) a las que se atribuye la poca implementación de TCRS en el país. Por otro lado, el modelo SDOF a usar tiene la ventaja de diferenciar entre la respuesta de los pórticos de concreto reforzado y los disipadores. Indirectamente, también se contribuye a estudios de TCRS y al estudio de la mejora del comportamiento sísmico de las edificaciones con aplicación de estas técnicas, específicamente con el uso de disipadores histeréticos por deformación, en comparación con las edificaciones tradicionales.

Finalmente, para garantizar la operatividad de la estructura durante y después del sismo, se debe hacer una verificación del diseño para estructuras clasificadas según la NSR-10 dentro del grupo de uso IV y la mayoría del III. El proceso de verificación para el umbral de daño, que es el último paso del capítulo A.12, es también otra aplicación para el modelo simplificado. Teniendo en cuenta la importancia de esas estructuras para la comunidad, el método no lineal dinámico podría estimar con mayor precisión sus respuestas máximas y tener un mejor criterio para rigidizar más (que puede ser con elementos de disipación de energía adicionales) o simplemente aceptar el diseño.

#### **1.3.4 Técnicas de Control de Respuesta Sísmica (TCRS)**

Si bien es cierto que parte de la energía impuesta por cargas externas se disipa por el amortiguamiento inherente de la estructura, cuando éstas no cuentan con alguna TCRS la mayor parte de la energía de entrada es asumida por el amortiguamiento inherente de la estructura ( $E_D$ ), pero si se equipan con disipadores como riostras metálicas, habrá una mayor participación de la energía de deformación del sistema ( $E_S$ ) ya que las riostras hacen parte del sistema estructural y aportan específicamente a la parte inelástica disipada de la energía ( $E_{Sp}$ ). En este ejemplo, la estructura principal estaría sometida a una menor demanda sísmica debido a que el sistema de riostras puede aportar significativamente a la disipación de la energía.

Observando detalladamente la ecuación del balance de energía, numerosos investigadores han tratado de atacar el problema de la energía que se requiere disipar en las estructuras de diferentes maneras. Como una estrategia, los elementos aisladores en la base de las estructuras buscan reducir la energía de entrada  $E_I$  para reducir también la exigencia de sismorresistencia de sus elementos. Por otro lado, elementos disipadores de energía como los histeréticos por deformación aumentan la participación de la energía disipada inelásticamente  $E_{Sp}$ .

#### **1.3.5 Comportamiento histerético del sistema estructural**

“La histéresis es un fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo”

(García Reyes, 1998). Las cargas sísmicas someten a las estructuras a ciclos de carga y descarga. Es aquí donde entra en juego el comportamiento histerético del sistema estructural.

Como se mencionó anteriormente, los efectos histeréticos permiten la disipación de energía en el rango no lineal. Sin embargo, la forma del ciclo de histéresis depende del material del sistema estructural.

### **1.3.6 Modelación del sistema estructural**

Todas las estructuras reales, excepto en casos muy particulares, son sistemas de múltiples grados de libertad (sistemas MGD L o MDOF, por su acrónimo en inglés). El análisis estructural de este tipo de estructuras requiere de un esfuerzo mucho mayor y tiende a ser más complicado.

La reducción de sistemas MDOF a sistemas SDOF puede reducir significativamente tales esfuerzos, pero el comportamiento histerético del sistema estructural es un parámetro importante que debe definirse para esta simplificación. Cuando se usan TCRS, como disipadores histeréticos por deformación, debe escogerse entre cuál comportamiento va a regir el comportamiento del modelo de análisis estructural si la reducción se hace con modelos tradicionales SDOF, que cuentan con un resorte para representar el comportamiento del sistema entero.

Este inconveniente puede superarse cuando se usa un modelo SDOF que utilice dos resortes: uno para representar el comportamiento histerético del sistema principal y otro para representar el del sistema disipador.

#### **○ Uso de modelos simplificados SDOF**

Los métodos de diseño estructural, en un esquema general, incluyen una primera etapa de diseño, en la que se determinan los parámetros del espectro de diseño, se encuentran las variables asociadas con las propiedades dinámicas fundamentales (masa, rigidez y amortiguamiento), se evalúan excentricidades y se aplica un método de análisis con base en ciertas combinaciones de cargas de diseño; y la segunda etapa es de verificación, que de acuerdo a los requisitos de diseño, aseguran que los valores predichos de respuesta sísmica de la estructura no exceden los valores límites. Esta segunda etapa está incluida actualmente en el código japonés de diseño sísmico, demostrando la necesidad de incluirla para la comprobación del correcto desempeño de las estructuras. Esta comprobación sería especialmente importante en aquellas edificaciones denominadas indispensables en las que, además, no debe interrumpirse el funcionamiento de la estructura.

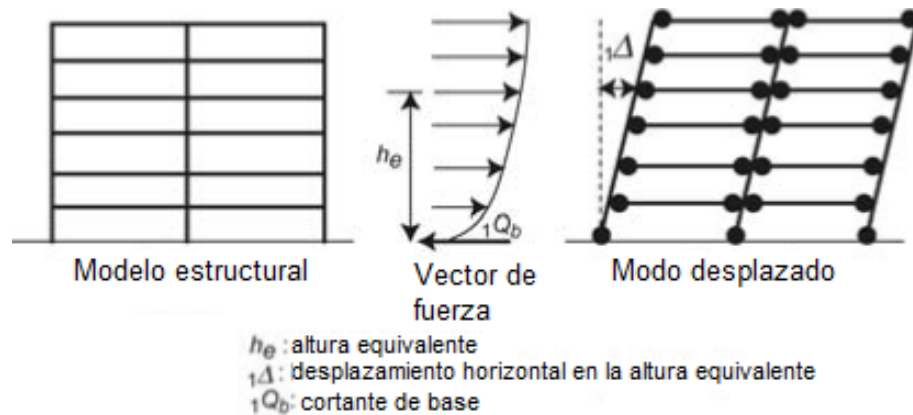
El código japonés de diseño sísmico implementó en su revisión del año 2000 el método de diseño basado en desempeño, con el que la etapa de verificación incluye la aplicación de técnicas de linealización con un modelo SDOF equivalente a la estructura completa, que se comporta como un sistema MDOF (múltiples grados de libertad). Técnicas de linealización han sido desarrolladas (p.e. Shibata & Sozen, 1976) y luego extendidas (Yoshida, 1979), demostrando la posibilidad de predecir la respuesta sísmica de las

estructuras en las que la fluencia no ha sido extensiva o generalizada y el efecto de los modos altos no es predominante.

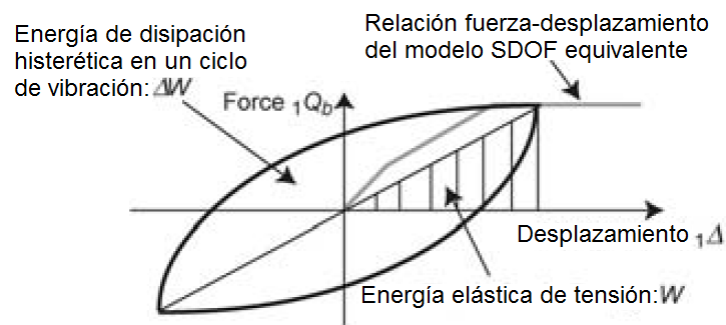
En el mencionado código, el método analítico aplica las técnicas de linealización para predecir la respuesta estructural con la reducción del sistema estructural completo (MDOF) a un modelo SDOF por medio del análisis no lineal estático (Figura 8) y el análisis del espectro de respuesta dependiente del suelo bajo el que se encuentra la estructura.

Los pasos resumidos seguidos en el procedimiento de verificación del código de diseño sísmico japonés son (Midorikawa, Okawa, Iba, & Teshigawara, 2003):

1. Confirmar el alcance de la aplicación de procedimientos de diseño y las propiedades mecánicas de los materiales o miembros a usar en la edificación.
2. Determinar el espectro de respuesta de diseño usado en los procedimientos.



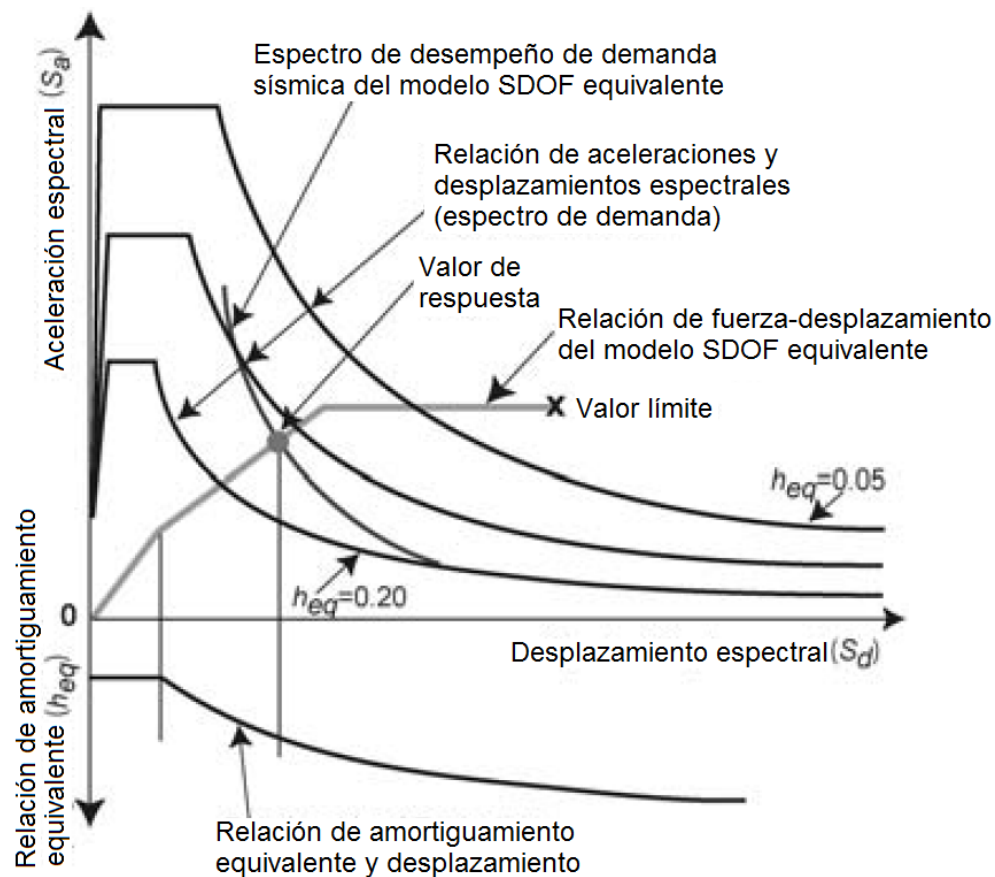
(a) Reducción de la edificación al sistema SDOF por medio del análisis no lineal estático.



Energía para la relación de amortiguamiento equivalente

(a) Relación equivalente de amortiguamiento usando la disipación histerética de energía.

**Figura 8. Procedimiento japonés de verificación para movimientos sísmicos fuertes (Midorikawa, Okawa, Iba, & Teshigawara, 2003).**



(a) Criterio de desempeño usando el espectro de demanda y la relación fuerza-desplazamiento del sistema SDOF en las relaciones  $S_a$ - $S_d$ .

**Figura 8. Procedimiento japonés de verificación para movimientos sísmicos fuertes (Midorikawa, Okawa, Iba, & Teshigawara, 2003). (Continuación).**

3. Determinar las características histeréticas, relaciones de rigidez equivalente y amortiguamiento equivalente del edificio (modelización dinámica de la estructura como un SDOF para predecir la respuesta sísmica).
4. Evaluar la seguridad de la edificación. En este paso final, se verifica si los valores de respuesta fundamentados en el espectro de respuesta determinado según el segundo paso satisfacen la condición de ser menores que los valores límites permitidos según el tercer paso.

Recientemente, la importancia de los modelos SDOF ha permitido en la investigación la posibilidad de diferenciar el comportamiento del sistema estructural completo (pórticos de concreto y disipadores de energía), para dar un mejor tratamiento a la respuesta general de la estructura, que es el resultado de una acción combinada de sus componentes. Este es el caso del modelo de Oviedo Amézquita et al. (2010), que es el que se quiere proponer para su uso en la práctica de diseño estructural colombiano a través de la verificación de la validez de sus resultados y la identificación del rango de edificaciones aplicables.

○ **Conversión de un sistema MDOF en uno SDOF**

El diagrama de flujo gráfico (Figura 9) y el procedimiento analítico (Figura 10) permiten entender mejor la base de la metodología usada para la conversión y análisis de la estructura como un modelo SDOF (Figura 11), que se fundamenta en la propuesta por Kuramoto et al. (2000). En ésta, el proceso se centra en la respuesta en el modo natural de la estructura, ya que la participación de los modos altos es, en general, menor. Esto es cierto para edificaciones de baja y mediana altura.

El desplazamiento representativo,  $\Delta_1$ , es el desplazamiento del sistema MDOF en el que la función de participación  $\beta_1 \phi_1$  es igual a la unidad, donde:

$$\beta_1 = \frac{\{\phi\}_1^T [M] \{1\}}{\{\phi\}_1^T [M] \{\phi\}_1}$$

**Ecuación 11**

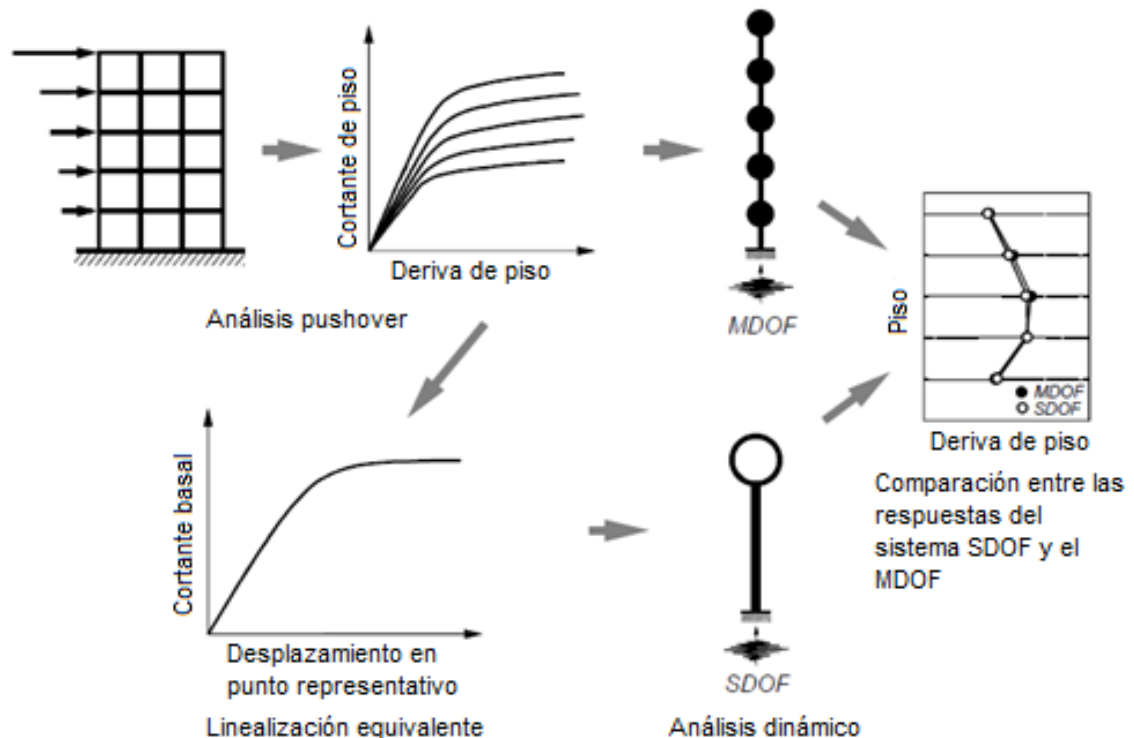
donde,

$[M]$  es la matriz de masa

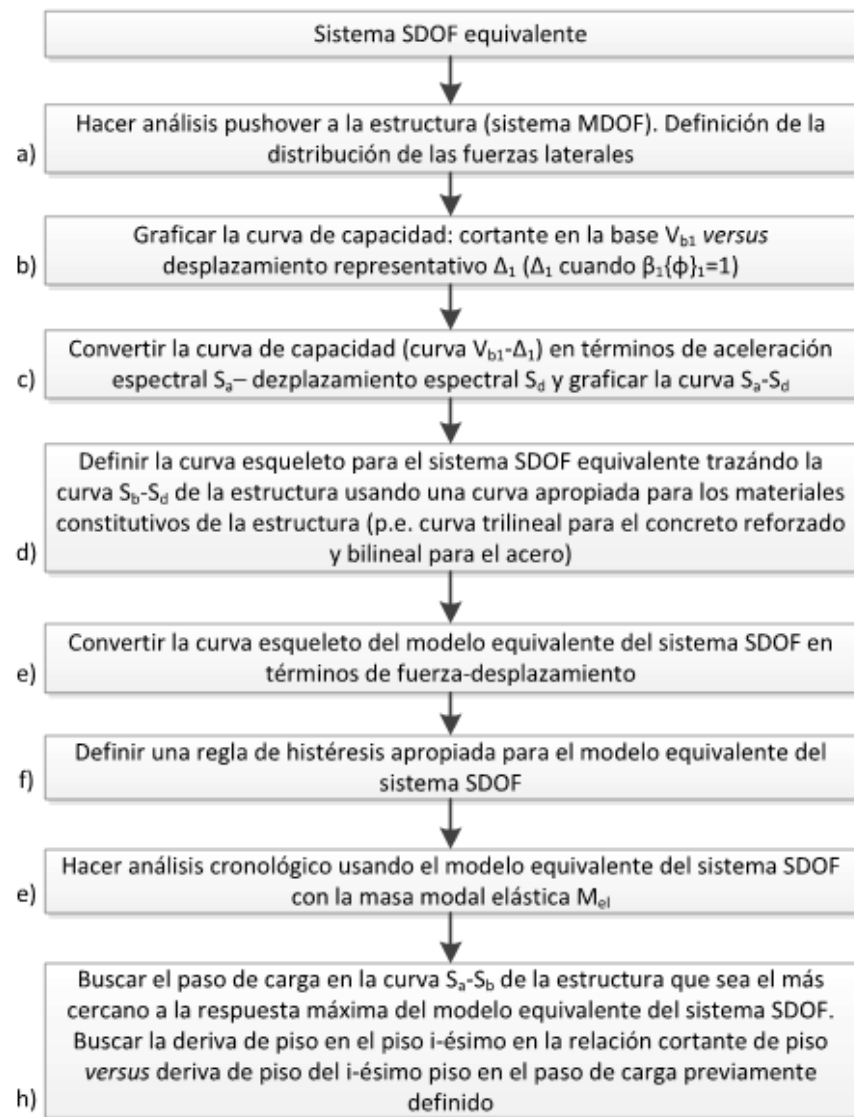
$\{1\}$  es el vector unitario

$\beta_1$  es el factor de participación modal

$\phi_1$  es el vector modal de forma para el primer modo

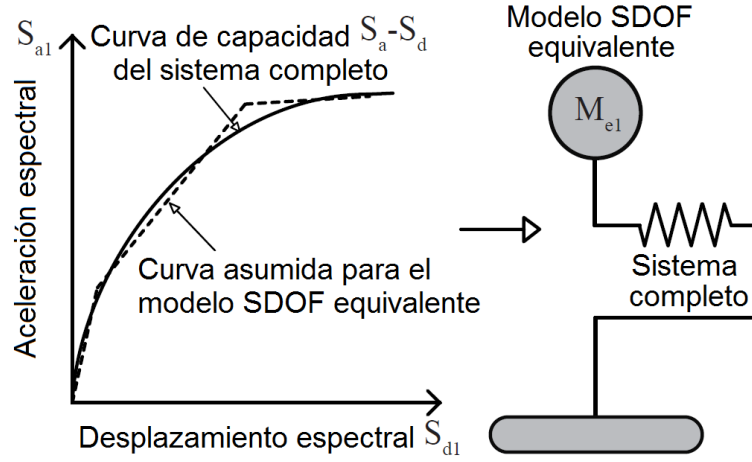


**Figura 9. Diagrama de flujo gráfico del método de análisis usando un modelo SDOF (Kuramoto, et al., 2000).**



**Figura 10. Procedimiento analítico para un sistema SDOF equivalente (Oviedo Amézquita, Midorikawa, & Asari, 2010).**





**Figura 11. Modelo SDOF equivalente propuesto por Kuramoto et al. (2000).**

Asumiendo que la máxima respuesta bajo vibración dinámica puede ser representada por el análisis estático, y que la distribución vertical de las fuerzas laterales para el análisis *Push-Over* es proporcional a la forma del primer modo, las siguientes relaciones son dadas para cada paso de carga en la curva del *Push-Over*:

$$V_{b1} = M_1 S_{a1} \quad \text{Ecuación 12}$$

$$\Delta_1 = \beta_1 \phi_{i1} S_{d1} = S_{d1} \quad \text{Ecuación 13}$$

donde  $V_{b1}$ ,  $M_1$  y  $S_{a1}$  son el cortante basal, la masa modal efectiva y la aceleración espectral para el primer modo, respectivamente.  $S_{d1}$  es el desplazamiento espectral igual al desplazamiento representativo,  $\Delta_1$ .

Asumiendo que el vector modal de forma para el primer modo es igual al vector de desplazamiento en el análisis *Push-Over*,  $\{\delta_1\}$ , la masa modal efectiva puede ser expresada por:

$$M_1 = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \delta_{i1})^2}{\sum_{i=1}^n m_i \delta_{i1}^2} \quad \text{Ecuación 14}$$

donde  $m_i$  es la masa del piso  $i$ .

De las ecuaciones 12-14, la aceleración espectral  $S_{a1}$  y el desplazamiento  $S_{d1}$  en cada paso del análisis *Push-Over* son determinados y la curva de capacidad  $S_a - S_d$  del edificio para el primer modo puede ser graficada. La fuerza restauradora del sistema SDOF equivalente es determinada por una curva aproximada que se ajusta a la curva de capacidad; esta curva se convierte a fuerza-desplazamiento multiplicando  $S_a$  por la masa modal efectiva  $M_{el}$  para el primer modo elástico. Aunque el valor de la masa modal efectiva cambia una vez que el edificio llega a la fluencia,  $M_{el}$  es usada en su lugar porque la variación de  $M_1$  con respecto a  $M_{el}$  es pequeña, como lo confirma Oviedo Amézquita et al. (2010).

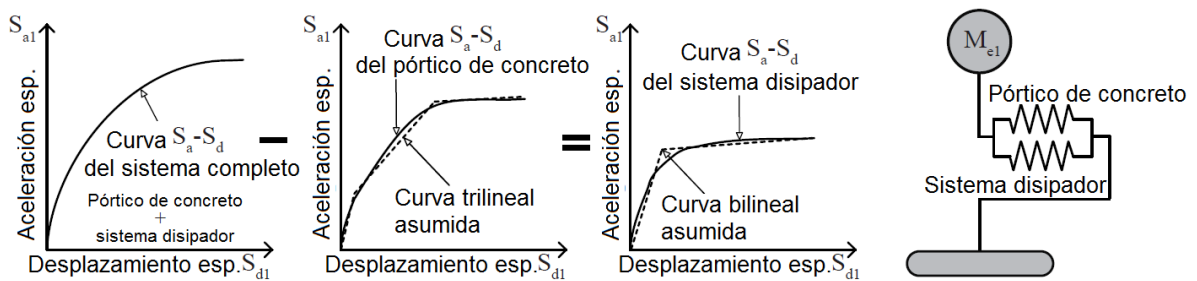
El modelo propuesto por Kuramoto et al. (2000), como los modelos SDOF comúnmente usados, no toma en cuenta la posibilidad de que haya un comportamiento estructural diferente de los miembros constitutivos de la edificación, como lo son el concreto reforzado con respecto a los disipadores de energía. La respuesta total de la estructura es la suma de las acciones combinadas de estos dos sistemas, que son el objeto de interés en este estudio.

Esta diferenciación se hace importante en cuanto el análisis pueda simular de una mejor manera el comportamiento de la estructura.

○ **Pasos adicionales para la inclusión de la diferenciación en el comportamiento de los disipadores de energía**

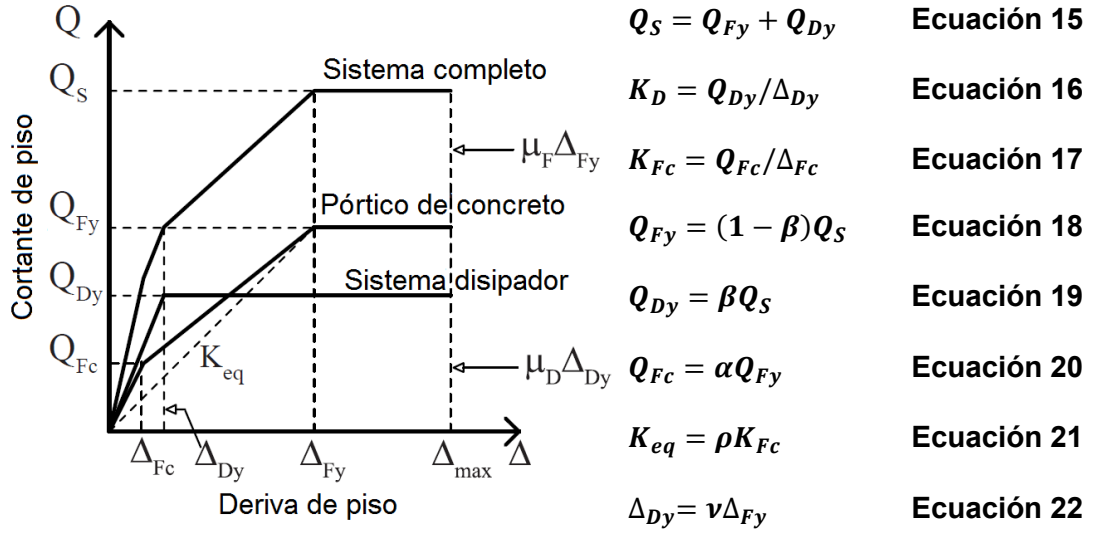
Las Figura 12 y Figura 13 muestran el modelo propuesto por Oviedo Amézquita et al. (2010) y el diagrama de flujo detallado del proceso se puede apreciar en la Figura 14. En este modelo se introducen tres pasos principales:

1. Como lo muestra la Figura 12, antes de la instalación de los disipadores a la estructura, la curva de capacidad del pórtico en concreto reforzado se determina con la metodología de Kuramoto et al. (2000).



**Figura 12. Modelo SDOF equivalente propuesto por Oviedo Amézquita et al. (2010).**

2. La curva de capacidad de todo el sistema se determina de acuerdo al mismo procedimiento después de haber instalado los disipadores de energía.
3. Basado en la interacción asumida entre el pórtico en concreto reforzado y el sistema disipador, la curva de capacidad del pórtico es restada de la del sistema completo. Como resultado, la curva de capacidad del sistema disipador es encontrada. Estos resultados se aprecian en la Figura 13, donde  $Q_S$ ,  $Q_{Fy}$  y  $Q_{Dy}$  son la resistencia de fluencia a cortante del sistema completo, pórtico y sistema disipador, respectivamente.  $\Delta_{Fc}$ ,  $\Delta_{Fy}$ ,  $\Delta_{Dy}$ ,  $\Delta_{max}$ ,  $\mu_F$  y  $\mu_D$  son la deriva de grieta de piso, la deriva de fluencia de piso, la deriva de fluencia de piso del sistema disipador, la máxima deriva de piso, la ductilidad del pórtico principal y la ductilidad del sistema disipador, respectivamente.  $\alpha$  y  $\rho$  definen el cortante en el punto  $Q_{Fc}$  y la rigidez equivalente  $K_{eq}$  para el pórtico principal, respectivamente. Los factores  $\beta$  y  $\nu$  son la relación de resistencia del disipador y la relación de deriva de fluencia de piso, respectivamente, que describen las propiedades mecánicas del sistema disipador.



**Figura 13. Configuración esquemática del modelo propuesto (Oviedo Amézquita, Midorikawa, & Asari, 2010).**

Las ecuaciones 16, 18, 19 y 22 relacionan las resistencias y desplazamientos de fluencia del sistema completo y del sistema del pórtico principal con la del sistema disipador. De esas ecuaciones, se pueden escribir las siguientes que permiten hallar las propiedades mecánicas del sistema disipador para cada piso:

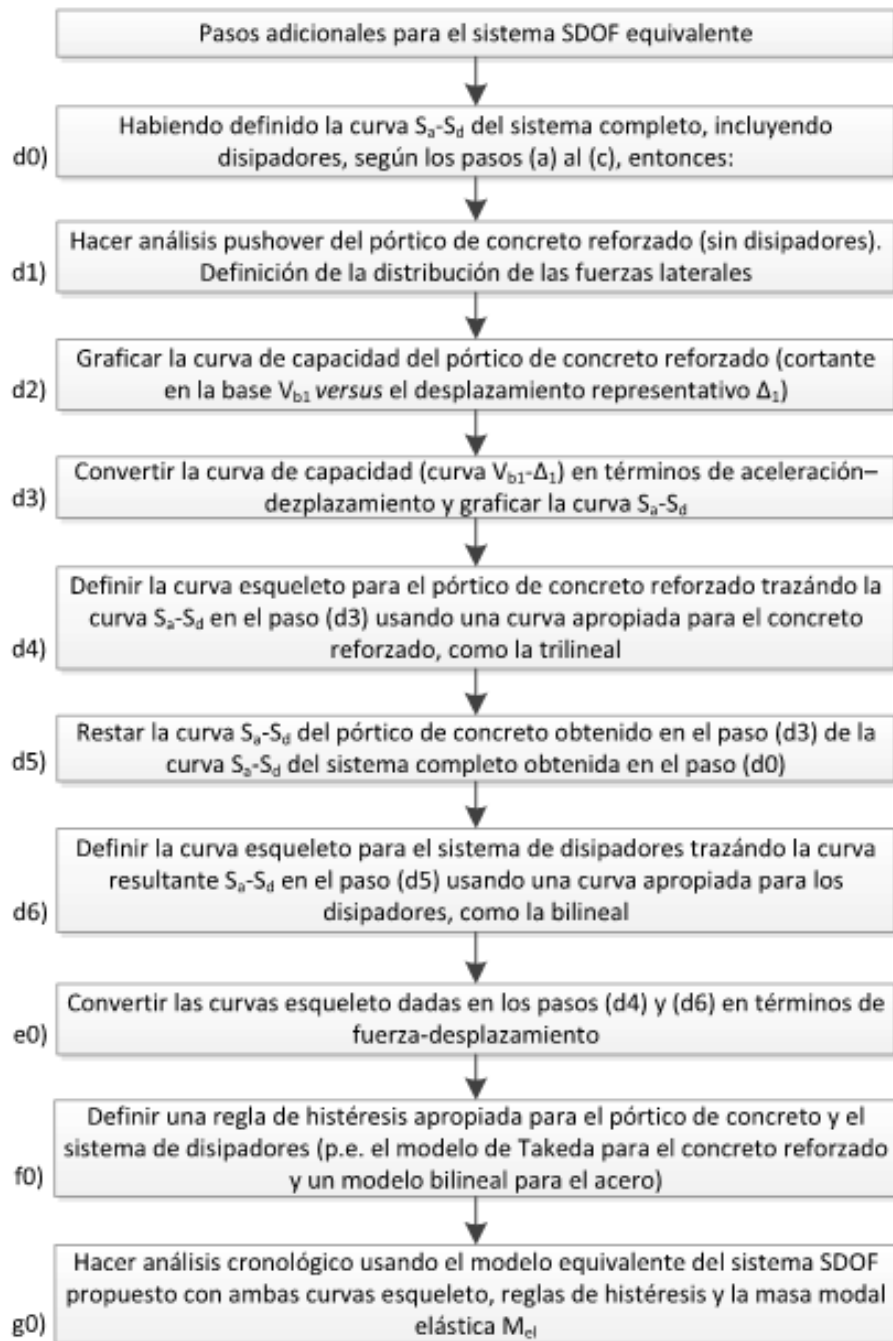
$$Q_{Dy}^i = \frac{\beta}{1-\beta} Q_{Fy}^i \quad \text{Ecuación 23}$$

$$\Delta_{Dy}^i = \nu \Delta_{Fy}^i \quad \text{Ecuación 24}$$

$$K_D^i = Q_{Dy}^i / \Delta_{Dy}^i \quad \text{Ecuación 25}$$

En estas ecuaciones, el índice  $i$  indica el piso al que hace referencia la propiedad.  $K_D^i$  es la rigidez lateral del sistema disipador en el piso  $i$ .

Teniendo definidos los valores de  $\beta$  y  $\nu$ , pueden hallarse las propiedades mecánicas del sistema disipador según las anteriores ecuaciones. Para hallar las propiedades mecánicas de cada disipador en el piso  $i$ , debe dividirse  $Q_{Dy}^i$  en el número de disipadores actuando en la dirección de análisis. La deriva de fluencia del sistema disipador  $\Delta_{Dy}^i$  se mantiene igual para todos los disipadores.



**Figura 14. Pasos adicionales al flujo inicial propuesto por Kuramoto et al. (2000) para la inclusión de la diferenciación en el comportamiento de los disipadores de energía en el modelo SDOF propuesto por Oviedo Amézquita et al. (2010).**

## 2. METODOLOGÍA

Para el cumplimiento de los objetivos específicos se presentan una serie de etapas en el proyecto de investigación, de las cuales se hace una descripción resumida de las actividades que las componen.

- Etapa 1. Revisión del código colombiano de diseño sismorresistente (NSR-10) y bibliografía sobre el método *Push-Over* y métodos simplificados de predicción de respuesta sísmica.
  - Actividad 1. Consulta de la normatividad actual y la bibliografía sobre el método estático no lineal de plastificación progresiva *Push-Over* para las consideraciones a tener en cuenta en el análisis, aplicabilidad del método, forma de aplicación de las fuerzas sísmicas horizontales y el posterior análisis de la necesidad de adición del paso de revisión de diseños sismorresistentes.
  - Actividad 2. Consulta de los métodos actuales simplificados de predicción de la respuesta sísmica para comparar las ventajas del modelo propuesto y plantear posibles recomendaciones.
- Etapa 2. Diseño de las edificaciones y definición de los parámetros de análisis.
  - Actividad 1. Diseño de las edificaciones de tres y seis pisos de acuerdo a la NSR-10.
  - Actividad 2. Definición de los parámetros de análisis, que comprenden los registros sísmicos a los que se van a someter las estructuras y los parámetros inelásticos de los disipadores con que se equipan las mismas.
- Etapa 3. Análisis estructural de las edificaciones.
  - Actividad 1. Desarrollo de análisis estático no lineal de plastificación progresiva *Push-Over* para la caracterización de los modelos SDOF.
  - Actividad 2. Definición de los modelos SDOF para su posterior análisis estructural.
  - Actividad 3. Desarrollo de análisis no lineal dinámico de las edificaciones y sus correspondientes modelos SDOF.
- Etapa 4. Conclusiones y recomendaciones.
  - Actividad 1. Recopilación y procesamiento de la información obtenida en los análisis no lineales dinámicos.

- Actividad 2. Análisis de resultados para concluir sobre la validez de las predicciones.
- Actividad 3. Propuesta para la adopción del modelo SDOF en la práctica de diseño sismorresistente en Colombia.

### 3. DISEÑO SÍSMICO DE LAS EDIFICACIONES

#### 3.1 UBICACIÓN Y USO DE LOS EDIFICIOS

- Ubicación: Medellín.
- Uso de los edificios: Hospital (Grupo de uso IV - Edificaciones indispensables).

Los edificios estarán ubicados en la ciudad de Medellín zona centro, y contarán con las características típicas de un hospital local.

#### 3.2 PREDIMENSIONAMIENTO

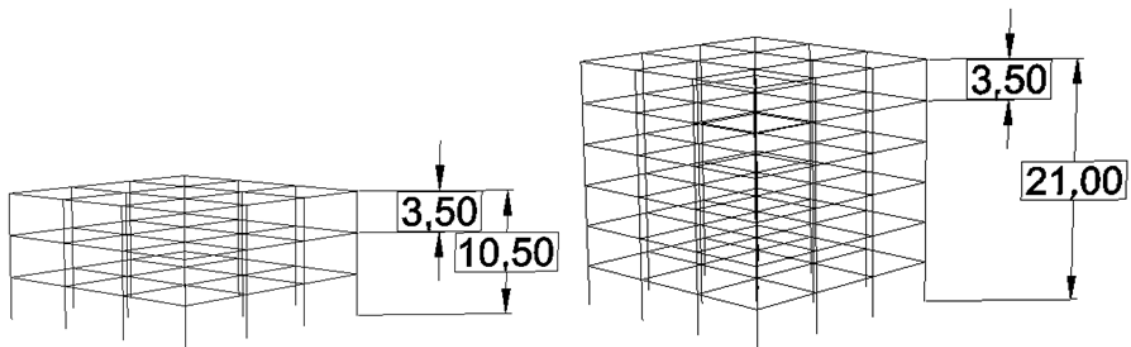
Los diseños se realizaron de manera que se mantuviera una configuración de pórtico de columna-fuerte y viga-débil, hasta que se cumplieran los requisitos de derivas para el umbral de daño y para el sismo de diseño. El análisis estructural para el diseño se realizó con el programa SAP2000.

Para la distribución de nervios en la losa, sin embargo, se siguieron las exigencias de separaciones máximas y mínimas según la NSR-10, aunque estos no se diseñan por no estar en el alcance de este proyecto.

#### 3.3 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

- Configuración en altura

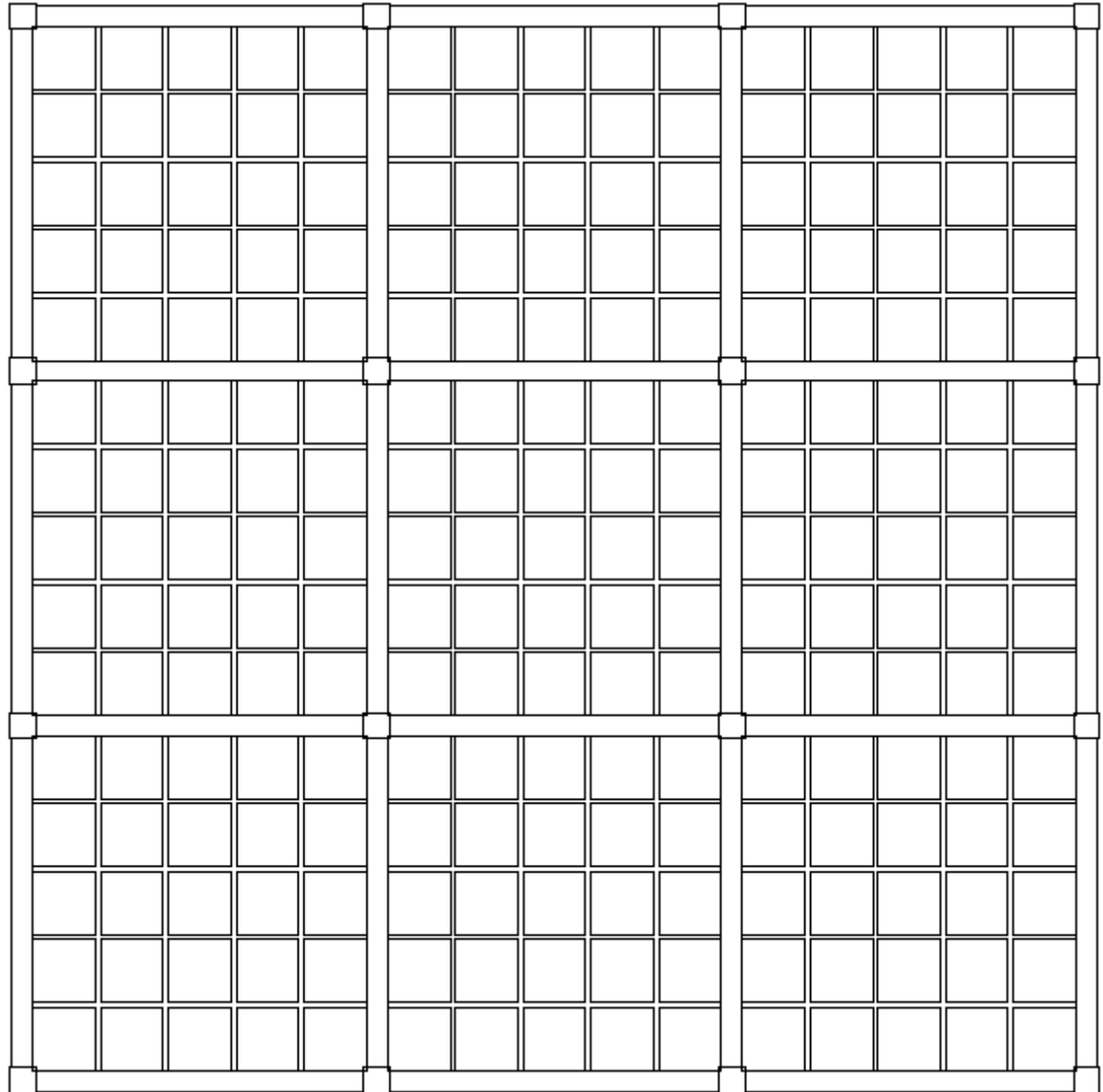
Los edificios tienen una altura de entrepiso de 3,5 m. Esto significa que el edificio de tres pisos tiene una altura total de 10,5 m y el edificio de seis pisos de 21,0 m. los esquemas pueden verse a continuación:



**Figura 15. Configuración en altura de los edificios de tres pisos (izquierda) y seis pisos (derecha).**

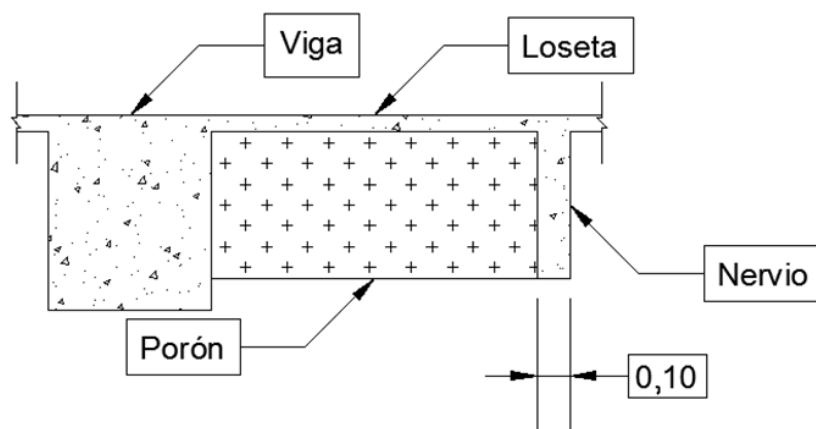
- **Configuración en planta**

La planta estructural se concibe de forma simétrica en ambas direcciones con tres paneles en cada dirección (de 6,8 m de ancho para todos los edificios). Todos los edificios tienen nervios de 0,1 m de ancho y se usan iguales medidas de aligerantes tanto en los espacios entre nervios como en los espacios entre vigas y nervios. Las demás medidas son específicas de cada edificio. El acotado se especifica en la Figura 16 para la vista en planta y en la Figura 17 para el perfil típico de losa. Las medidas para cada edificio se dan en la Tabla 1.



**Figura 16. Esquema de planta estructural.**





**Figura 17. Perfil típico de losa.**

**Tabla 1. Dimensiones de los elementos estructurales.**

Elemento	Sección
	m
<i>Edificio de tres pisos</i>	
Todas las columnas	0,45 x 0,45
Todas las vigas	0,30 x 0,40
Todos los nervios	0,10 x 0,40
Separación entre nervios	1,10 x 1,10
Dimensión del panel	6,80 x 6,80
<i>Edificio de seis pisos</i>	
Todas las columnas	0,55 x 0,55
Todas las vigas	0,40 x 0,50
Todos los nervios	0,10 x 0,40
Separación entre nervios	1,30 x 1,30
Dimensión del panel	6,80 x 6,80

### 3.4 ANÁLISIS DE CARGAS

Se toma un área aferente de losa según las separaciones y medidas de los nervios para hallar las cargas por unidad de área. Los valores de carga se dan por  $\text{m}^2$  de losa en planta según lo indica el título B de la NSR-10.

### 3.4.1 Carga muerta

A continuación se resume el cálculo de carga muerta para los edificios:

**Tabla 2. Carga muerta de los edificios.**

		Edificio de tres pisos	Edificio de seis pisos
<b>Losa</b>			
Loseta	kN/m <sup>2</sup>	1,20	1,20
Nervios	kN/m <sup>2</sup>	1,46	1,24
Fachada y particiones	kN/m <sup>2</sup>	2,00	2,00
Afinado de piso y cubierta	kN/m <sup>2</sup>	1,70	1,70
Otros	kN/m <sup>2</sup>	0,00	0,00
Total	kN/m <sup>2</sup>	6,36	6,14
Área en planta	m <sup>2</sup>	416,16	416,16
Peso por piso	kN	2646	2556
<b>Vigas</b>			
Ancho	m	0,30	0,40
Altura	m	0,40	0,50
Peso distribuido	kN/m	2,88	4,80
Long total en planta	m	163	163
Total	kN	470	783
<b>Columnas</b>			
Ancho	m	0,45	0,55
Altura	m	0,45	0,55
Peso distribuido	kN/m	4,86	7,26
Long total en planta	m	56	56
Total	kN	272	407

### 3.4.2 Carga viva

En todos los edificios se considerará el primer piso dedicado a cuartos de cirugía o laboratorios, aunque no afectan el modelo de la estructura.

**Tabla 3. Carga viva de los edificios**

	Carga (kN/m <sup>2</sup> )
Cuartos de cirugía, laboratorios	4
Cuartos privados	2
Corredores y escaleras	5

Dados los valores de cargas anteriores, se decidió que los edificios estarían sometidos a una carga viva de 4,00 kN/m<sup>2</sup>, valor un poco superior al promedio entre la carga para cuartos privados y corredores y escaleras. Esto debido a que el diseño arquitectónico no hace parte del alcance de este proyecto.

### 3.4.3 Análisis de masas

En la siguiente tabla se resumen los pesos de las estructuras de los edificios por nivel. También se reporta el peso calculado en SAP2000 y la variación de éste con respecto a los calculados manualmente.

**Tabla 4. Pesos de los edificios por niveles.**

Nivel	Peso muerto de la estructura ( $W$ ) en kN	
	Edificio de tres pisos	Edificio de seis pisos
21,0 m	--	3543
17,5 m	--	3746
14,0 m	--	3746
10,5 m	3252	3746
7,0 m	3388	3746
3,5 m	3388	3746
0,0 m	136	203
$W_{TOTAL}$	10164	22477
$W_{SAP2000}$	10167	22471
$W_{TOTAL}/W_{SAP2000}$	1,00	1,00

Las variaciones de los pesos entre los modelos de las estructuras y el calculado manualmente son aceptables, ya que varían muy poco.

## 3.5 PARÁMETROS SÍSMICOS

La evaluación de los parámetros sísmicos se realiza a partir del título A de la NSR-10.

### 3.5.1 Metodología de análisis estructural

Se usó el método de la Fuerza Horizontal Equivalente (FHE) para la etapa de diseño de los edificios. Se permite el uso de este método según A.3.4.2.1 literal (c), ya que los periodos de las estructuras (aproximados, que luego se calcularán) son menores que  $2T_c$ , para cada una de ellas.

En los siguientes numerales se incluyen también los parámetros sísmicos: para la verificación de derivas para el umbral de daño (estado límite de servicio), para la verificación de derivas para el nivel de resistencia, y para el diseño de los elementos estructurales (sismo de diseño con coeficiente de importancia igual a 1,5).

En la verificación de derivas se usa un coeficiente de importancia igual a la unidad según lo permite la NSR-10 en A.6.2.1.2.

### 3.5.2 Caracterización sísmica

**Tabla 5. Parámetros sísmicos de diseño según la NSR-10.**

Localización	Medellín
Zona de amenaza sísmica (A.2.3-2)	Intermedia
Gravedad (m/s <sup>2</sup> )	9,81
Coeficiente de aceleración pico efectiva $A_a$ (A.2.3-2)	0,15
Coeficiente de velocidad pico efectiva $A_v$ (A.2.3-2)	0,2
Perfil de suelo (A.2.4-2)	C
Coeficiente de amplificación $F_a$ (A.2.4-3)	1,2
Coeficiente de amplificación $F_v$ (A.2.4-4)	1,7
Coeficiente de importancia $I$ (A.2.5-1)	1,5
Grado de disipación de energía (Tabla A.3-3)	DMO
Coeficiente de disipación de energía básico $R_0$	5,0
Coeficiente de aceleración pico efectiva para el umbral de daño $A_d$	0,07
Coeficiente de sitio para el umbral de daño $\bar{S}$	2,125

#### ○ Períodos aproximados y aceleraciones de las estructuras

Para todos los edificios, los siguientes coeficientes aplican en el cálculo del período y la aceleración de diseño:

**Tabla 6. Periodos aproximados y aceleraciones de las estructuras.**

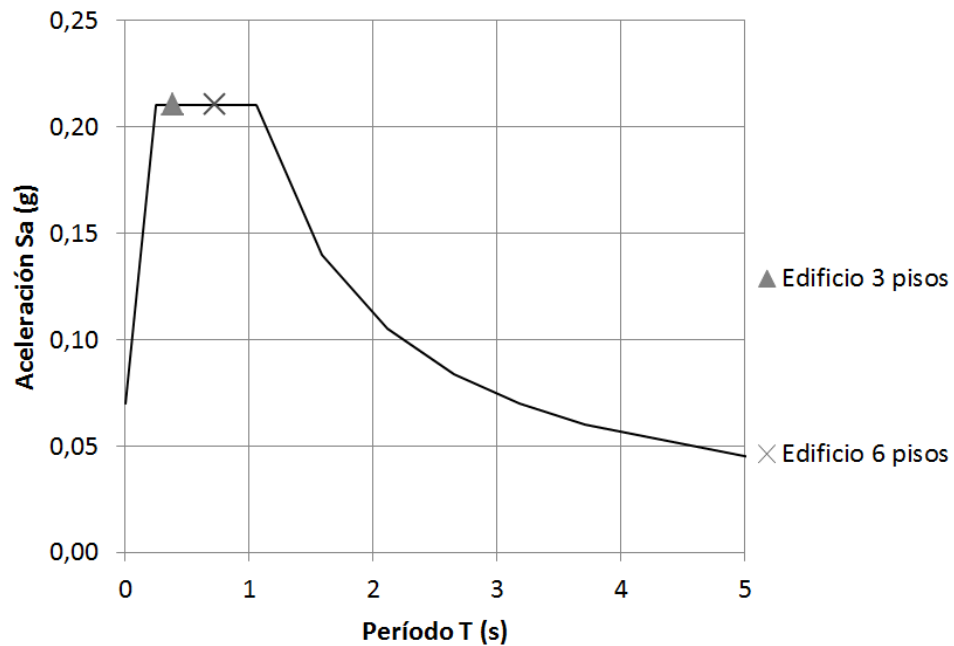
		Ed. tres pisos	Ed. seis pisos	Descripción
$h$	m	10,5	21,0	Altura total del edificio
$T_a$	s	0,390	0,728	Periodo fundamental aproximado
$S_a$	g	0,675	0,675	Aceleración de diseño
$S_{a_d}$	g	0,450	0,450	Aceleración para verificación de derivas
$S_{ad}$	g	0,210	0,210	Aceleración del sismo del umbral de daño
$C_t$	0,047	Coeficiente para el periodo fundamental aproximado		
$\alpha$	0,900	Exponente para el periodo fundamental aproximado		

○ **Espectros elásticos**

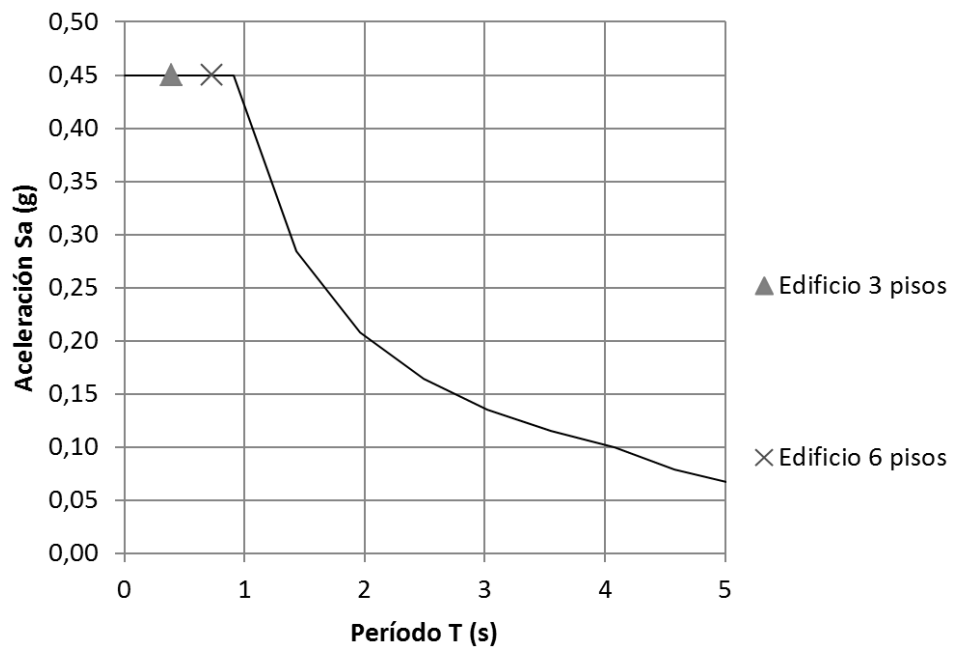
En la siguiente tabla se dan los valores de los espectros elásticos:

**Tabla 7. Valores tabulados para los espectros elásticos de las estructuras.**

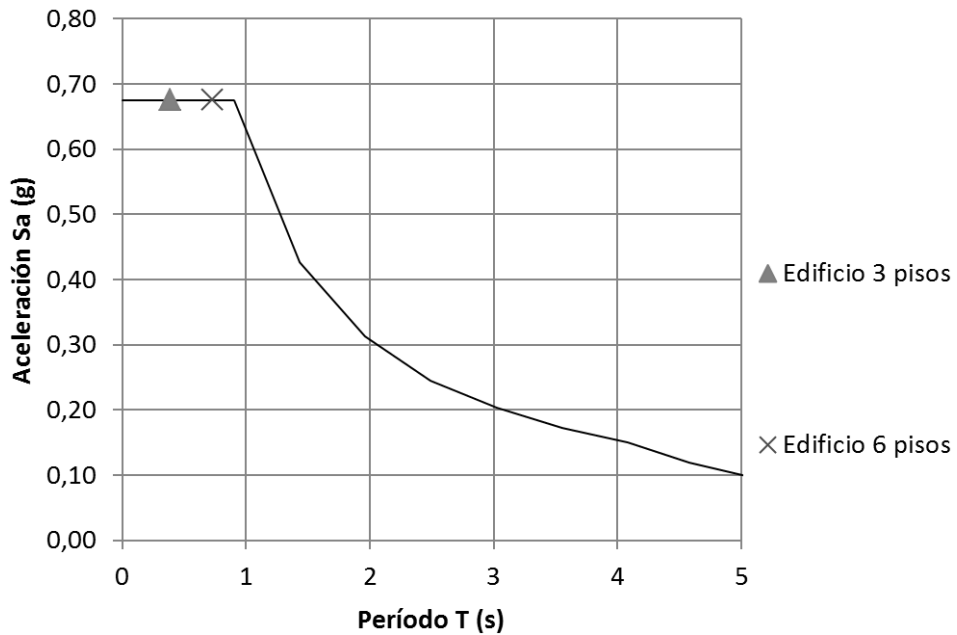
Umbral de daño		Verificación de derivas para el nivel de resistencia		Espectro elástico de diseño	
$T$	$S_{ad}$	$T$	$S_{a\Delta}$	$T$	$S_a$
s	g	s	g	s	g
0,000	0,070	0,000	0,450	0,000	0,675
0,250	0,210	0,189	0,450	0,189	0,675
1,063	0,210	0,907	0,450	0,907 ( $T_c$ )	0,675
1,591	0,140	1,436	0,284	1,436	0,426
2,120	0,105	1,964	0,208	1,964	0,312
2,649	0,084	2,493	0,164	2,493	0,245
3,178	0,070	3,022	0,135	3,022	0,203
3,707	0,060	3,551	0,115	3,551	0,172
5,100	0,044	4,080	0,100	4,080	0,150
5,600	0,036	4,580	0,079	4,580	0,119
6,100	0,031	5,080	0,065	5,080	0,097
6,600	0,026	5,580	0,053	5,580	0,080
7,100	0,023	6,080	0,045	6,080	0,068
7,600	0,020	6,580	0,038	6,580	0,058



**Figura 18. Espectro elástico del umbral de daño.**



**Figura 19. Espectro elástico para la verificación de derivas para el nivel de resistencia.**



**Figura 20. Espectro elástico de diseño.**

○ **Centro de masa de la losa**

La losa, al ser simétrica en ambos sentidos, tiene su centro de masa en el centro geométrico, en la intersección de los pórticos interiores, en la columna central.

○ **Grado de irregularidad de las estructuras**

Para todos los edificios, los siguientes coeficientes aplican:

**Tabla 8. Capacidad de disipación de energía de las estructuras.**

$\phi_a$	1,0	Coeficiente de irregularidad en altura
$\phi_p$	1,0	Coeficiente de irregularidad en planta
$\phi_r$	1,0	Coeficiente de reducción de resistencia por ausencia de redundancia
$R$	5,0	Coeficiente de capacidad de disipación de energía

○ **Torsión accidental**

Los edificios no tienen torsión por diferencias en la ubicación de los centros de masa y los de rigidez, pero debe considerarse la torsión accidental.

La distancia considerada de desfase del centro de masa es de 1,02 m, correspondientes al 5,0 % de la medida del lado de la losa en planta.

### 3.6 VERIFICACIÓN DE DERIVAS MÁXIMAS

En los siguientes resultados, las derivas máximas y los desplazamientos máximos ( $\delta_{max}$  y  $\Delta_{max}$ , respectivamente) corresponden las esquinas de los edificios, que fueron los puntos más desplazados como producto de las fuerzas horizontales equivalentes al sismo.

#### 3.6.1 Derivas en el estado límite de servicio (umbral de daño)

○ **Cortante basal**

Según el peso de los edificios y su aceleración, se obtienen los valores del cortante basal:

**Tabla 9. Cortantes basales para el umbral de daño.**

	Ed. de tres pisos	Ed. de seis pisos
<b>Cortante basal <math>V_s</math> (kN)</b>	2134	4720

○ **Distribución de la fuerza sísmica en altura**

La distribución se hizo tomando en cuenta valores del coeficiente relacionado con el periodo fundamental ( $k$ ) según se muestra a continuación para cada edificio:

**Tabla 10. Valores del coeficiente relacionado con el periodo fundamental ( $k$ ).**

	Edificio de tres pisos	Edificio de seis pisos
$k$	1,000	1,114

En adelante,  $h_{pi}$  es la altura del piso o nivel  $i$ ,  $h_x$  representa la altura del nivel  $x$  medida desde el terreno,  $W_x$  es el peso del piso  $x$ ,  $C_{vx}$  es el coeficiente de distribución de la fuerza sísmica para el nivel  $x$  y  $F_x$  es la fuerza sísmica en el nivel  $x$ .

⇒ Edificio de tres pisos

**Tabla 11. Cálculo de fuerzas sísmicas del umbral de daño del edificio de tres pisos.**

Nivel	$h_{pi}$	$h_x$	$W_x$	$W_x * h_x^k$	$C_{vx}$	$F_x$
--	m	m	kN	--	--	kN
3	3,5	10,5	3252	34145,78	0,49	1045
2	3,5	7,0	3388	23716,42	0,34	726
1	3,5	3,5	3388	11858,21	0,17	363
0	--	0,0	136	0,00	0,00	0
<b>Sumatoria total</b>	10,5	--	10164	69720,41	1,00	2134

⇒ Edificio de seis pisos

**Tabla 12. Cálculo de fuerzas sísmicas del umbral de daño del edificio de seis pisos.**

Nivel	$h_{pi}$	$h_x$	$W_x$	$W_x * h_x^k$	$C_{vx}$	$F_x$
--	m	m	kN	--	--	kN
6	3,5	21,0	3543	105263,24	0,29	1357
5	3,5	17,5	3746	90844,93	0,25	1171
4	3,5	14,0	3746	70850,98	0,19	913
3	3,5	10,5	3746	51424,24	0,14	663
2	3,5	7,0	3746	32734,64	0,09	422
1	3,5	3,5	3746	15124,09	0,04	195
0	--	0,0	203	0,00	0,00	0
<b>Sumatoria total</b>	21,0	--	22477	366242,12	1,00	4720

○ **Derivas**

No se incluye el efecto  $P - \delta$  debido a que la norma en A.12.5.1 permite no tomarlos en cuenta para la verificación de derivas para el umbral de daño. La norma también indica que las derivas no deben exceder el 0,4 % de la altura de piso, es decir, 14 cm para todos los edificios.

En adelante,  $V_i$  es el cortante del piso  $i$ .

⇒ Edificio de tres pisos

**Tabla 13. Derivas del umbral de daño para el edificio de tres pisos.**

Nivel	$V_i$	$\Delta_{max}$	$\delta_{max}$
--	kN	mm	mm
3	1045	32,587	8,201
2	1771	24,386	13,067
1	2134	11,319	11,319



**Tabla 14. Derivas del umbral de daño para el edificio de seis pisos.**

Nivel	$V_i$	$\Delta_{max}$	$\delta_{max}$
--	kN	mm	mm
6	1357	64	5
5	2528	58	9
4	3441	50	12
3	4103	38	13
2	4525	25	14
1	4720	11	11

### 3.6.2 Derivas en el nivel de resistencia

#### ○ Cortante basal

Según el peso de los edificios y su aceleración, se obtienen los valores del cortante basal:

**Tabla 15. Cortantes basales para la verificación de derivas en el nivel de resistencia.**

	Ed. de tres pisos	Ed. de seis pisos
<b>Cortante basal <math>V_s</math> (kN)</b>	4574	10115

#### ○ Distribución de la fuerza sísmica en altura

Los valores del coeficiente relacionado con el periodo fundamental ( $k$ ) siguen siendo los expuestos en la Tabla 10.

En adelante,  $P_i$  es el peso de la estructura desde el último piso hasta el piso  $i$ , el subíndice  $cm$  de las derivas y desplazamientos indica que corresponden al centro de masa del piso en el piso indicado.

**Tabla 16. Distribución de fuerzas sísmicas para las derivas en el nivel de resistencia para el edificio de tres pisos.**

Nivel	$h_{pi}$	$h_x$	$W_x$	$W_x * h_x^k$	$Cvx$	$F_x$
--	m	m	kN	--	--	kN
3	3,5	10,5	3252	34145,78	0,49	2240
2	3,5	7,0	3388	23716,42	0,34	1556
1	3,5	3,5	3388	11858,21	0,17	778
0	--	0,0	136	0,00	0,00	0
<b>Sumatoria total</b>	10,5	--	10164	69720,41	1,00	4574

⇒ Edificio de seis pisos

**Tabla 17. Distribución de fuerzas sísmicas para las derivas en el nivel de resistencia para el edificio de seis pisos.**

Nivel	$h_{pi}$	$h_x$	$W_x$	$W_x * h_x^k$	$C_{vx}$	$F_x$
--	m	m	kN	--	--	kN
6	3,5	21,0	3543	105263,24	0,29	2907
5	3,5	17,5	3746	90844,93	0,25	2509
4	3,5	14,0	3746	70850,98	0,19	1957
3	3,5	10,5	3746	51424,24	0,14	1420
2	3,5	7,0	3746	32734,64	0,09	904
1	3,5	3,5	3746	15124,09	0,04	418
0	--	0,0	203	0,00	0,00	0
Sumatoria total	21,0	--	22477	366242,12	1,00	10115

○ Derivas

No se incluye el efecto  $P - \delta$  pues en ambos edificios el coeficiente  $Q_i$  de ningún piso es mayor que 0,1. Aquí, las derivas no deben exceder el 1,0 % de la altura de piso (35 cm).

⇒ Edificio de tres pisos

**Tabla 18. Derivas en el nivel de resistencia para el edificio de tres pisos.**

Nivel	$V_i$	$P_i$	$\Delta_{max}$	$\delta_{max}$	$\Delta_{max_{cm}}$	$\delta_{max_{cm}}$	$Q_i$
--	kN	kN	mm	mm	mm	mm	--
3	2240	3252	70	18	63	16	0,007
2	3796	6640	52	28	47	25	0,013
1	4574	10028	24	24	22	22	0,014
0		10164					

⇒ Edificio de seis pisos

**Tabla 19. Derivas en el nivel de resistencia para el edificio de seis pisos.**

Nivel	$V_i$	$P_i$	$\Delta_{max}$	$\delta_{max}$	$\Delta_{max_{cm}}$	$\delta_{max_{cm}}$	$Q_i$
--	kN	kN	mm	mm	mm	mm	--
6	2907	3543	136	11	122	10	0,003
5	5416	7289	125	19	113	17	0,007
4	7373	11035	106	25	96	23	0,010
3	8793	14782	81	28	73	25	0,012
2	9697	18528	53	30	47	27	0,015
1	10115	22274	23	23	20	20	0,013
0		22477					

### 3.7 DISEÑO SÍSMICO

#### 3.7.1 Cortante basal

Según el peso de los edificios y su aceleración de diseño, se obtienen los valores del cortante basal:

**Tabla 20. Cortantes basales de diseño.**

	Ed. de tres pisos	Ed. de seis pisos
Cortante basal $V_s$ (kN)	6861	15172

#### 3.7.2 Distribución de la fuerza sísmica en altura

Los valores del coeficiente relacionado con el periodo fundamental ( $k$ ) siguen siendo los expuestos en la Tabla 10.

##### ○ Edificio de tres pisos

**Tabla 21. Distribución de fuerzas sísmicas de diseño para el edificio de tres pisos.**

Nivel	$h_{pi}$	$h_x$	$W_x$	$W_x * h_x^k$	$C_{vx}$	$F_x$
--	m	m	kN	--	--	kN
3	3,5	10,5	3252	34145,78	0,49	3360
2	3,5	7,0	3388	23716,42	0,34	2334
1	3,5	3,5	3388	11858,21	0,17	1167
0	--	0,0	136	0,00	0,00	0
Sumatoria total	10,5	--	10164	69720,41	1,00	6861

##### ○ Edificio de seis pisos

**Tabla 22. Distribución de fuerzas sísmicas de diseño para el edificio de seis pisos.**

Nivel	$h_{pi}$	$h_x$	$W_x$	$W_x * h_x^k$	$C_{vx}$	$F_x$
--	m	m	kN	--	--	kN
6	3,5	21,0	3543	105263,24	0,29	4361
5	3,5	17,5	3746	90844,93	0,25	3763
4	3,5	14,0	3746	70850,98	0,19	2935
3	3,5	10,5	3746	51424,24	0,14	2130
2	3,5	7,0	3746	32734,64	0,09	1356
1	3,5	3,5	3746	15124,09	0,04	627
0	--	0,0	203	0,00	0,00	0
Sumatoria total	21,0	--	22477	366242,12	1,00	15172

### 3.7.3 Diseño de elementos estructurales

El diseño se hizo según los requerimientos del ACI 318-08, que son los mismos requerimientos para concreto estructural según la norma colombiana, y es de allí que se adapta precisamente la NSR-10. Se diseña directamente con esta norma ya que el programa de análisis y diseño estructural SAP2000 la tiene incorporada dentro de su programación. El acero de refuerzo para cada elemento estructural se encuentra en el Anexo 1. Debe tenerse en cuenta que las estructuras tienen un coeficiente de capacidad de disipación de energía  $R$  igual a 5,0, por lo tanto las fuerzas de diseño de cada elemento estructural son las halladas a través del análisis estructural con el cortante basal dividido por esta cantidad y multiplicada por los respectivos coeficientes de carga según las combinaciones establecidas en la norma.

**Tabla 23. Cortantes basales para el grado de disipación de energía de los edificios.**

	Ed. de tres pisos	Ed. de seis pisos
Cortante basal $V_s$ (kN)	1372	3034

## 4. DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE ANÁLISIS

### 4.1 DEFINICIÓN DE VARIABLES

Las variables usadas en este capítulo se definen como sigue:

$K_y$ , es la rigidez del pórtico principal antes de llegar a la fluencia

$\alpha_y$ , es la relación entre rigidez de fluencia e inicial

$\alpha_p$ , relación entre rigidez postelástica e inicial

$Q_{Fu}$ , resistencia última del pórtico de concreto

$\Delta_{Fu}$ , desplazamiento último del pórtico de concreto

Las demás variables son las que se definieron en el capítulo 1.3.6.

### 4.2 REGISTROS SÍSMICOS

Se definieron dos tipos de sismos para el análisis de las estructuras: sismos de fuente cercana (SFC) y sismos de fuente lejana (SFL). Se sabe que los SFC son diferentes a los SFL en varios aspectos: los SFC tienen un valor de aceleración pico de terreno (en inglés *peak ground acceleration* o *PGA*) generalmente mayor que los SFL; los SFC se caracterizan por tener un pulso de velocidad del suelo de gran amplitud (o *killer pulse*). Lo anterior se explica en el hecho de que, debido a la corta distancia que ha recorrido un SFC, el contenido de frecuencias altas no se alcanza a disipar (Ghobarah, 2004). Dado este contenido alto de frecuencias y su relación con la respuesta de las estructuras, aquellas edificaciones de periodos fundamentales más bajos se ven más afectadas. Lo contrario sucede con los SFL, caso en que las edificaciones con periodos fundamentales altos son las más afectadas.

En este proyecto se usaron diez registros sísmicos en total, cinco de SFC y otros cinco de SFL. Los registros sísmicos del sismo del Quindío (Colombia) de 1999 fueron aportados por la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia (RNAC) y el resto se obtuvieron de la base de datos del Pacific Engineering Earthquake Research Center (PEER).

Ya que los datos originales corresponden simplemente a los registros de los acelerógrafos, se requería de modificarlos para poder obtener espectros de respuesta que se ajustaran a los espectros de diseño de los edificios según la NSR-10. Este ajuste de registros y la obtención de los mismos espectros se realizó con ayuda del programa SpectMatch 1.0., desarrollado por el PhD en Ingeniería Estructural Juan Andrés Oviedo Amézquita, y quien lo facilitó para su uso en este proyecto.

Los sismos usados en este estudio se resumen a continuación:

**Tabla 24. Registros sísmicos usados en este proyecto.**

Nombre - Estación	Nombre	PGA (gal)	Duración (s)
<b>Sismos de fuente cercana</b>			
Quindío, Colombia [1999] - CARME [EW]	Quindío (FC)	402,3	71,7
Whittier Narrows, CA [1987] - Alhambra, Fremont S.	Narrows	323,4	22,0
Morgan Hill, CA [1984] - Coyote Lake Dam	Morgan Hill	491,0	30,0
Loma Prieta, CA [1989] - Gilroy Historic Building	Loma Prieta (FC)	420,0	40,0
Kobe, Japan [1995] - KJMA	Kobe	408,0	48,0
<b>Sismos de fuente lejana</b>			
Quindío, Colombia [1999] - CNEIV [EW]	Quindío (FL)	282,7	56,3
Denali, Alaska [2002] - TAPS Pump Station #9	Denali	356,4	164,5
BCJ - Simulado	BCJ	304,0	120,0
Loma Prieta, CA [1989] - Foster city Menhaden C.	Loma Prieta (FL)	293,0	30,0
Kern County, CA [1952] - LA Hollywood Stor FF	Kern	291,0	70,0

En la tabla anterior, en la primera columna, se indica el nombre del sismo y a continuación el nombre de la estación a la que pertenecen los registros. En la segunda columna se indica el nombre usado para referencia de cada sismo.

Los acelerogramas y espectros de respuesta usados para analizar la respuesta sísmica de las edificaciones se muestran en el Anexo 2.

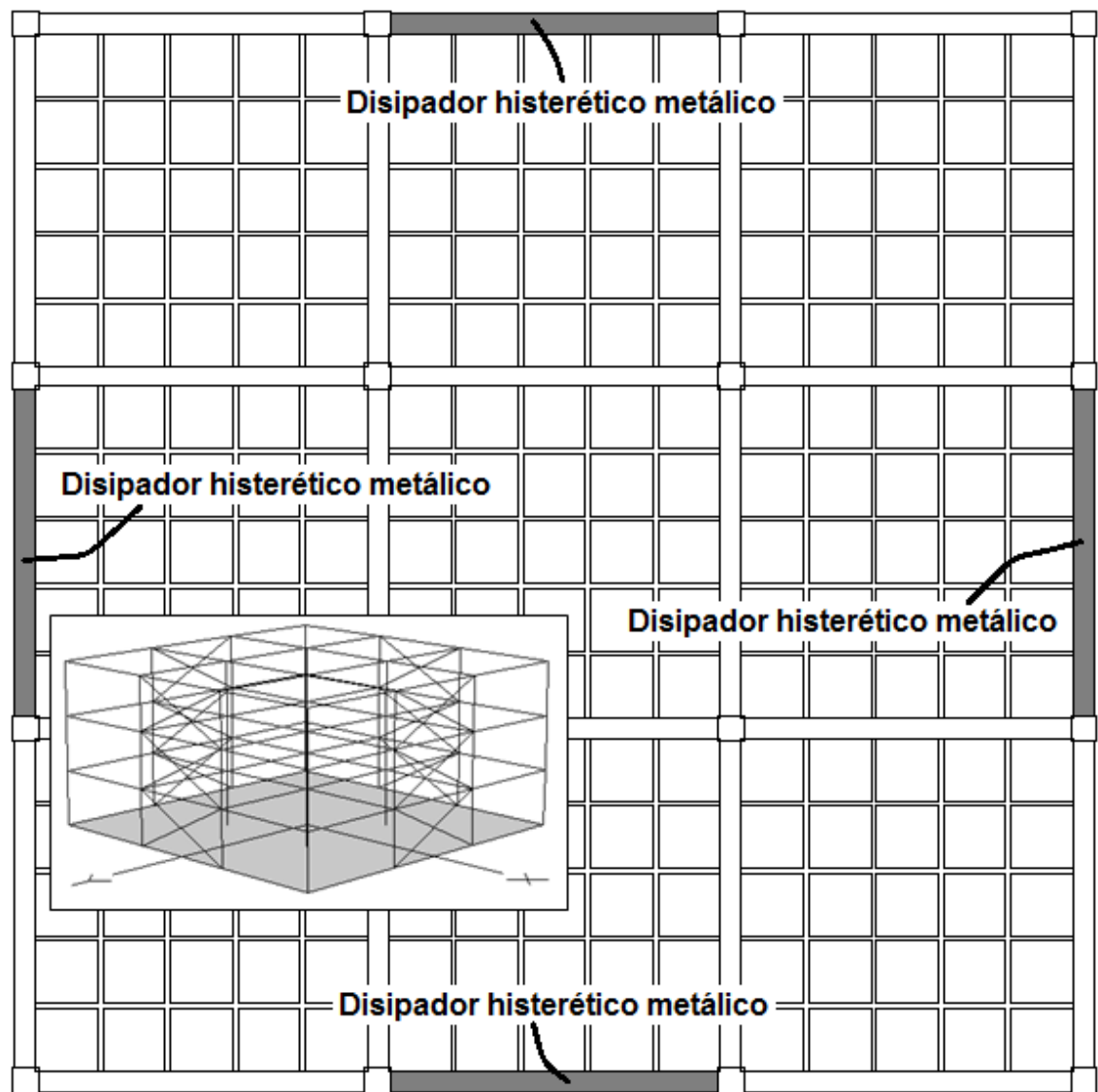
### 4.3 PARÁMETROS INELÁSTICOS DE LOS DISIPADORES

#### 4.3.1 Distribución espacial de los disipadores

Para ambos edificios, se determinó una distribución espacial simétrica de los disipadores. Se ubicaron los disipadores en los pórticos exteriores, en la luz central, en ambas caras para las dos direcciones. Esta distribución da como resultado dos disipadores actuando en cada dirección principal en planta.

Se usó el programa de análisis estructural STERA3D para los análisis *Push-Over* y los análisis no lineales dinámicos.

De acuerdo al procedimiento expuesto en el marco de referencia, los parámetros inelásticos de los disipadores se obtienen como una proporción de los parámetros obtenidos con el análisis *Push-Over* de la estructura principal en concreto.



**Figura 21. Ubicación espacial de los disipadores. Se muestra también el modelo del edificio de tres pisos (STERA3D) como referencia.**

#### **4.3.2 Valores de $\beta$ y $\nu$**

De acuerdo a los resultados obtenidos por Oviedo Amézquita et al. (2010), el modelo SDOF propuesto presenta buenos resultados de predicción de demanda de deriva con valores de  $\beta$  menores que 0,50. Así, se definió un intervalo de  $\beta$  que va desde 0,05 hasta 0,5 para obtener cinco valores diferentes en total, resultando una separación entre valores de 0,1125. Para  $\nu$ , se determinó un rango que va desde 0,2 hasta 1,0 para obtener también cinco valores diferentes en total, resultando una separación de 0,2. En la Tabla 25, se muestran los valores definidos para  $\beta$  y  $\nu$ , con los que luego determinarán las propiedades mecánicas del sistema disipador y específicamente, de los disipadores en cada piso para ambas edificaciones.

**Tabla 25. Valores de  $\beta$  y  $\nu$ .**

$\beta$	$\nu$
0,05	0,20
0,16	0,40
0,28	0,60
0,39	0,80
0,50	1,00

De estos valores, por cada edificio resultan 25 modelos combinando ambas variables:

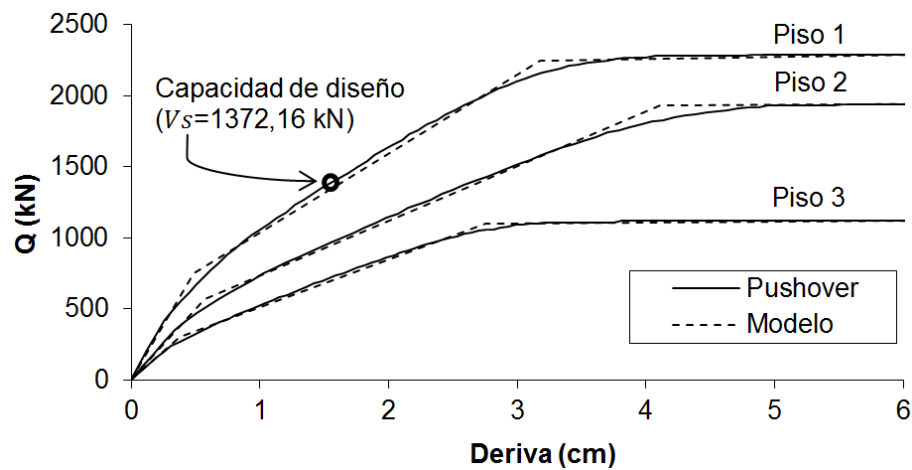
**Tabla 26. Modelos para ambos edificios según los valores de  $\beta$  y  $\nu$ .**

Modelo	$\beta$	$\nu$
Modelo 1	0,05	0,20
Modelo 2	0,05	0,40
Modelo 3	0,05	0,60
Modelo 4	0,05	0,80
Modelo 5	0,05	1,00
Modelo 6	0,16	0,20
Modelo 7	0,16	0,40
Modelo 8	0,16	0,60
Modelo 9	0,16	0,80
Modelo 10	0,16	1,00
Modelo 11	0,28	0,20
Modelo 12	0,28	0,40
Modelo 13	0,28	0,60
Modelo 14	0,28	0,80
Modelo 15	0,28	1,00
Modelo 16	0,39	0,20
Modelo 17	0,39	0,40
Modelo 18	0,39	0,60
Modelo 19	0,39	0,80
Modelo 20	0,39	1,00
Modelo 21	0,50	0,20
Modelo 22	0,50	0,40
Modelo 23	0,50	0,60
Modelo 24	0,50	0,80
Modelo 25	0,50	1,00

### 4.3.3 Edificio de tres pisos

El siguiente paso para definir las características mecánicas de los disipadores del edificio es encontrar las características mecánicas del pórtico de concreto reforzado, que se hallan a partir del análisis *Push-Over*. Los resultados del análisis *Push-Over* en la curva de capacidad para cada piso se muestra a continuación. También se muestran las curvas trilineales con las que se ajustan las curvas de capacidad.





**Figura 22. Curva de capacidad para cada piso del pórtico de concreto reforzado del edificio de tres pisos.**

En la figura anterior,  $Q$  es el cortante. La curva de capacidad del piso 1 también es la curva de capacidad del pórtico y se resalta sobre esta curva también el punto que indica la capacidad para el cortante de diseño  $V_s$  determinado en la etapa correspondiente. De estos resultados se obtienen los parámetros de la curva trilineal para la estructura principal:

**Tabla 27. Parámetros de la curva trilineal del pórtico del edificio de tres pisos.**

Piso	$Q_{Fc}$	$\Delta_{Fc}$	$K_{Fc}$	$Q_{Fy}$	$\Delta_{Fy}$	$K_y$	$\alpha_y$	$\alpha_p$	$Q_{Fu}$	$\Delta_{Fu}$
	(kN)	(cm)	(kN/cm)	(kN)	(cm)	(kN/cm)			(kN)	(cm)
1	750,0	0,49	1541,0	2250,0	3,17	708,0	0,46	0,008	2300,0	7,0
2	570,0	0,57	1000,0	1930,0	4,11	470,0	0,47	0,005	1950,0	8,0
3	300,0	0,38	800,0	1100,0	2,75	400,0	0,50	0,008	1120,0	6,0

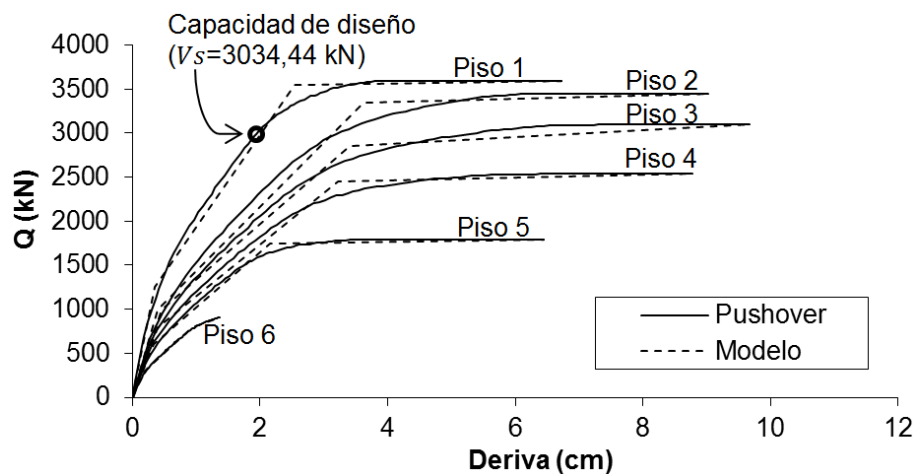
De acuerdo a las ecuaciones 23 a 25, las características de los disipadores son las siguientes:

**Tabla 28. Propiedades mecánicas de los disipadores del edificio de tres pisos.**

	Piso					
	1		2		3	
	$K_D$ (kN/mm)	$Q_{Dy}$ (kN)	$K_D$ (kN/mm)	$Q_{Dy}$ (kN)	$K_D$ (kN/mm)	$Q_{Dy}$ (kN)
Modelo 1	9,33	59,2	6,18	50,8	5,26	57,9
Modelo 2	4,66	59,2	3,09	50,8	2,63	57,9
Modelo 3	3,11	59,2	2,06	50,8	1,75	57,9
Modelo 4	2,33	59,2	1,55	50,8	1,32	57,9
Modelo 5	1,87	59,2	1,24	50,8	1,05	57,9
Modelo 6	34,39	218,3	22,80	187,2	19,40	213,4
Modelo 7	17,19	218,3	11,40	187,2	9,70	213,4
Modelo 8	11,46	218,3	7,60	187,2	6,47	213,4
Modelo 9	8,60	218,3	5,70	187,2	4,85	213,4
Modelo 10	6,88	218,3	4,56	187,2	3,88	213,4
Modelo 11	67,22	426,7	44,57	366,0	37,93	417,2
Modelo 12	33,61	426,7	22,28	366,0	18,97	417,2
Modelo 13	22,41	426,7	14,86	366,0	12,64	417,2
Modelo 14	16,80	426,7	11,14	366,0	9,48	417,2
Modelo 15	13,44	426,7	8,91	366,0	7,59	417,2
Modelo 16	112,12	711,7	74,34	610,5	63,27	695,9
Modelo 17	56,06	711,7	37,17	610,5	31,63	695,9
Modelo 18	37,37	711,7	24,78	610,5	21,09	695,9
Modelo 19	28,03	711,7	18,58	610,5	15,82	695,9
Modelo 20	22,42	711,7	14,87	610,5	12,65	695,9
Modelo 21	177,22	1125,0	117,50	965,0	100,00	1100,0
Modelo 22	88,61	1125,0	58,75	965,0	50,00	1100,0
Modelo 23	59,07	1125,0	39,17	965,0	33,33	1100,0
Modelo 24	44,30	1125,0	29,38	965,0	25,00	1100,0
Modelo 25	35,44	1125,00	23,50	965,0	20,00	1100,0

#### 4.3.4 Edificio de seis pisos

Siguiendo el mismo procedimiento que para el edificio de tres pisos, se realizó el análisis *Push-Over* para este edificio. Los resultados del análisis *Push-Over* en la curva de capacidad para cada piso y sus respectivas curvas trilineales se muestran en la Figura 23.



**Figura 23. Curva de capacidad para cada piso del pórtico de concreto reforzado del edificio de seis pisos.**

Nuevamente, en la figura anterior,  $Q$  es el cortante y la curva de capacidad del piso 1 también es la curva de capacidad del pórtico y se resalta sobre esta curva también el punto que indica la capacidad para el cortante de diseño  $V_s$  determinado en la etapa correspondiente. De estos resultados se obtienen los parámetros de la curva trilineal para la estructura principal:

**Tabla 29. Parámetros de la curva trilineal del pórtico del edificio de seis pisos.**

Piso	$Q_{Fc}$	$\Delta_{Fc}$	$K_{Fc}$	$Q_{Fy}$	$\Delta_{Fy}$	$K_y$	$\alpha_y$	$\alpha_p$	$Q_{Fu}$	$\Delta_{Fu}$
	(kN)	(cm)	(kN/cm)	(kN)	(cm)	(kN/cm)			(kN)	(cm)
1	1250,0	0,36	3500,0	3550,0	2,54	1400,0	0,40	0,003	3590,0	6,7
2	1000,0	0,40	2500,0	3350,0	3,62	925,0	0,37	0,007	3450,0	9,0
3	1000,0	0,45	2200,0	2850,0	3,41	836,0	0,38	0,018	3100,0	9,7
4	800,0	0,40	2000,0	2450,0	3,22	760,0	0,38	0,008	2540,0	8,8
5	600,0	0,33	1800,0	1750,0	2,16	810,0	0,45	0,005	1790,0	6,5
6	300,0	0,20	1500,0	800,0	0,94	854,0	0,57	0,170	911,0	1,4

Las características de los disipadores se indican en la Tabla 30.

**Tabla 30. Propiedades mecánicas de los disipadores del edificio de seis pisos.**

	Piso											
	1		2		3		4		5		6	
	$K_D$ (kN/mm)	$Q_{Dy}$ (kN)	$K_D$ (kN/mm)	$Q_{Dy}$ (kN)	$K_D$ (kN/mm)	$Q_{Dy}$ (kN)	$K_D$ (kN/mm)	$Q_{Dy}$ (kN)	$K_D$ (kN/mm)	$Q_{Dy}$ (kN)	$K_D$ (kN/mm)	$Q_{Dy}$ (kN)
<b>Modelo 1</b>	18,42	93,4	12,17	88,2	11,00	75,0	10,00	64,5	10,66	46,1	11,25	21,1
<b>Modelo 2</b>	9,21	93,4	6,09	88,2	5,50	75,0	5,00	64,5	5,33	46,1	5,63	21,1
<b>Modelo 3</b>	6,14	93,4	4,06	88,2	3,67	75,0	3,33	64,5	3,55	46,1	3,75	21,1
<b>Modelo 4</b>	4,61	93,4	3,04	88,2	2,75	75,0	2,50	64,5	2,66	46,1	2,81	21,1
<b>Modelo 5</b>	3,68	93,4	2,43	88,2	2,20	75,0	2,00	64,5	2,13	46,1	2,25	21,1
<b>Modelo 6</b>	67,91	344,4	44,87	325,0	40,55	276,5	36,87	237,7	39,29	169,8	41,47	77,6
<b>Modelo 7</b>	33,96	344,4	22,43	325,0	20,28	276,5	18,43	237,7	19,65	169,8	20,74	77,6
<b>Modelo 8</b>	22,64	344,4	14,96	325,0	13,52	276,5	12,29	237,7	13,10	169,8	13,82	77,6
<b>Modelo 9</b>	16,98	344,4	11,22	325,0	10,14	276,5	9,22	237,7	9,82	169,8	10,37	77,6
<b>Modelo 10</b>	13,58	344,4	8,97	325,0	8,11	276,5	7,37	237,7	7,86	169,8	8,29	77,6
<b>Modelo 11</b>	132,76	673,3	87,72	635,3	79,28	540,5	72,07	464,7	76,81	331,9	81,08	151,7
<b>Modelo 12</b>	66,38	673,3	43,86	635,3	39,64	540,5	36,03	464,7	38,41	331,9	40,54	151,7
<b>Modelo 13</b>	44,25	673,3	29,24	635,3	26,43	540,5	24,02	464,7	25,60	331,9	27,03	151,7
<b>Modelo 14</b>	33,19	673,3	21,93	635,3	19,82	540,5	18,02	464,7	19,20	331,9	20,27	151,7
<b>Modelo 15</b>	26,55	673,3	17,54	635,3	15,86	540,5	14,41	464,7	15,36	331,9	16,22	151,7
<b>Modelo 16</b>	221,43	1123,0	146,30	1059,7	132,22	901,5	120,20	775,0	128,11	553,6	135,23	253,1
<b>Modelo 17</b>	110,71	1123,0	73,15	1059,7	66,11	901,5	60,10	775,0	64,06	553,6	67,61	253,1
<b>Modelo 18</b>	73,81	1123,0	48,77	1059,7	44,07	901,5	40,07	775,0	42,70	553,6	45,08	253,1
<b>Modelo 19</b>	55,36	1123,0	36,58	1059,7	33,06	901,5	30,05	775,0	32,03	553,6	33,81	253,1
<b>Modelo 20</b>	44,29	1123,0	29,26	1059,7	26,44	901,5	24,04	775,0	25,62	553,6	27,05	253,1
<b>Modelo 21</b>	350,00	1775,0	231,25	1675,0	209,00	1425,0	190,00	1225,0	202,50	875,0	213,75	400,0
<b>Modelo 22</b>	175,00	1775,0	115,63	1675,0	104,50	1425,0	95,00	1225,0	101,25	875,0	106,88	400,0
<b>Modelo 23</b>	116,67	1775,0	77,08	1675,0	69,67	1425,0	63,33	1225,0	67,50	875,0	71,25	400,0
<b>Modelo 24</b>	87,50	1775,0	57,81	1675,0	52,25	1425,0	47,50	1225,0	50,63	875,0	53,44	400,0
<b>Modelo 25</b>	70,00	1775,0	46,25	1675,0	41,80	1425,0	38,00	1225,0	40,50	875,0	42,75	400,0

## 5. MODELOS SDOF EQUIVALENTES DE LAS EDIFICACIONES

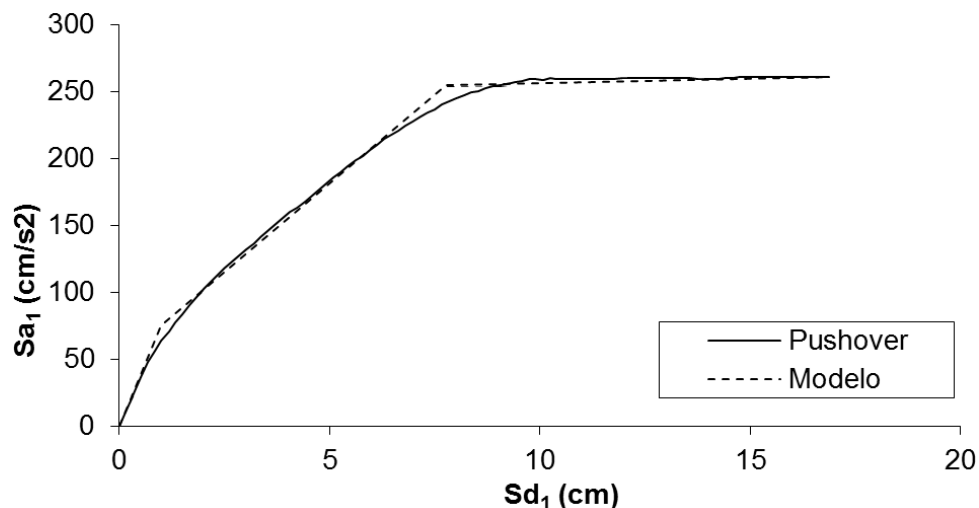
Teniendo las propiedades mecánicas del sistema disipador definidas, se pueden definir los sistemas SDOF para cada uno de los modelos que luego se analizarán con el método no lineal dinámico. La caracterización de los modelos SDOF incluye la caracterización, por un lado, del sistema principal de pórticos de concreto reforzado, y por otro lado, del sistema de disipadores.

### 5.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS MODELOS SDOF EQUIVALENTES DE LOS PÓRTICOS DE CONCRETO

El proceso de conversión de los sistemas MDOF en SDOF se realiza de acuerdo a la metodología planteada en el numeral 1.3.6 del marco de referencia, donde finalmente se obtienen las curvas  $Sa - Sd$  de los modelos equivalentes de los pórticos de concreto. De estas curvas, se obtienen las curvas trilineales ajustadas, con las que se definen los parámetros de los modelos equivalentes.

#### 5.1.1 Edificio de tres pisos

La curva  $Sa - Sd$  del pórtico de concreto reforzado al convertir el sistema MDOF en uno SDOF es la que resulta a continuación:



**Figura 24. Curva  $Sa - Sd$  del modelo SDOF equivalente del pórtico de concreto reforzado para el edificio de tres pisos.**

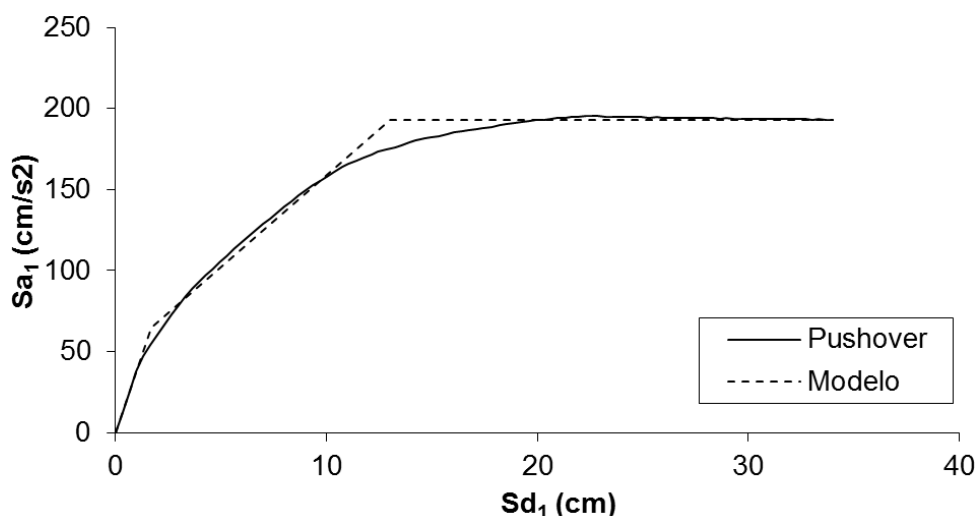
De estos resultados se obtienen los parámetros del sistema SDOF del sistema principal de concreto reforzado que se muestran a continuación.  $d_c$  es el coeficiente de reducción de rigidez y  $C\mu_F$  y  $C\mu_D$  son los coeficientes de capacidad de ductilidad del pórtico y de los disipadores.

**Tabla 31. Parámetros del modelo SDOF equivalente del pórtico de concreto reforzado del edificio de tres pisos.**

$Mel$	$K_{Fc}$	$Q_{Fu}$	$Q_{Fy}$	$Q_{Fc}$	$\alpha_y$	$d_c$	$\alpha_p$	$C\mu_F$	$C\mu_D$
(kgf-s2/cm)	(tf/cm)	(tf)	(tf)	(tf)	--	--	--	--	--
857,9	65,7	228,5	223,2	65,7	0,44	0,5	0,0087	4,0	4,0

### 5.1.2 Edificio de seis pisos

Se desarrolla para este edificio la misma metodología que para el de tres pisos. Finalmente, la curva  $Sa - Sd$  obtenida es la siguiente:



**Figura 25. Curva  $Sa - Sd$  del modelo SDOF equivalente del pórtico de concreto reforzado para el edificio de seis pisos.**

De estos resultados se obtienen los parámetros del sistema SDOF equivalente del sistema principal de concreto reforzado:

**Tabla 32. Parámetros del modelo SDOF equivalente del pórtico de concreto reforzado del edificio de seis pisos.**

$Mel$	$K_{Fc}$	$Q_{Fu}$	$Q_{Fy}$	$Q_{Fc}$	$\alpha_y$	$dc$	$\alpha_p$	$C\mu_F$	$C\mu_D$
(kgf-s2/cm)	(tf/cm)	(tf)	(tf)	(tf)	--	--	--	--	--
1846,3	73,1	371,2	371,0	125,0	0,39	0,5	0,0001	4,0	4,0

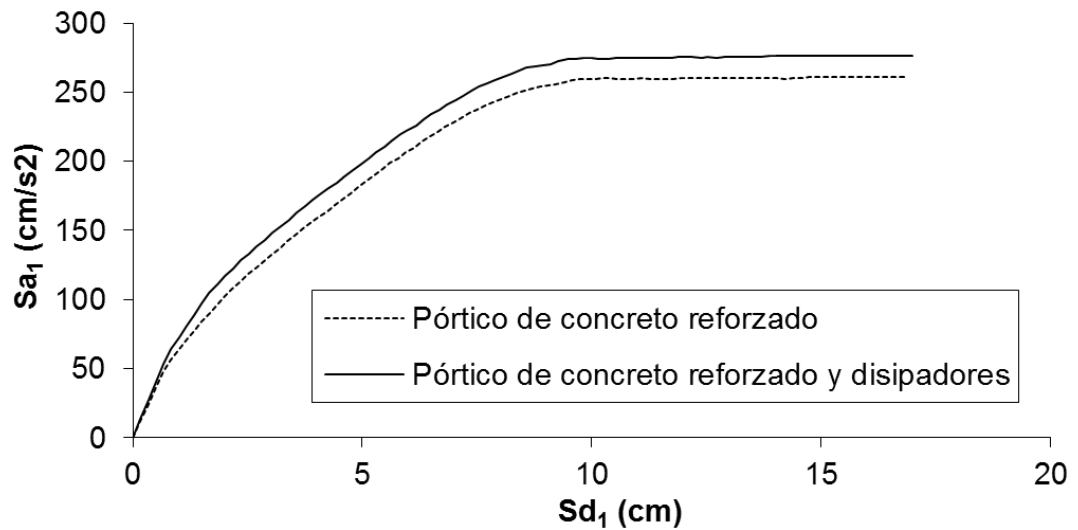
## 5.2 CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA DISIPADOR DE LOS MODELOS SDOF EQUIVALENTES

De forma análoga al procedimiento para los pórticos de concreto reforzado, se someten los modelos de ambas edificaciones equipados con los disipadores con las características previamente presentadas en la Tabla 28 para el edificio de tres pisos y en la Tabla 30 para el de seis y se obtienen las curvas  $Sa - Sd$  respectivas. Se hace la conversión respectiva para obtener los modelos SDOF equivalentes y así poder encontrar los

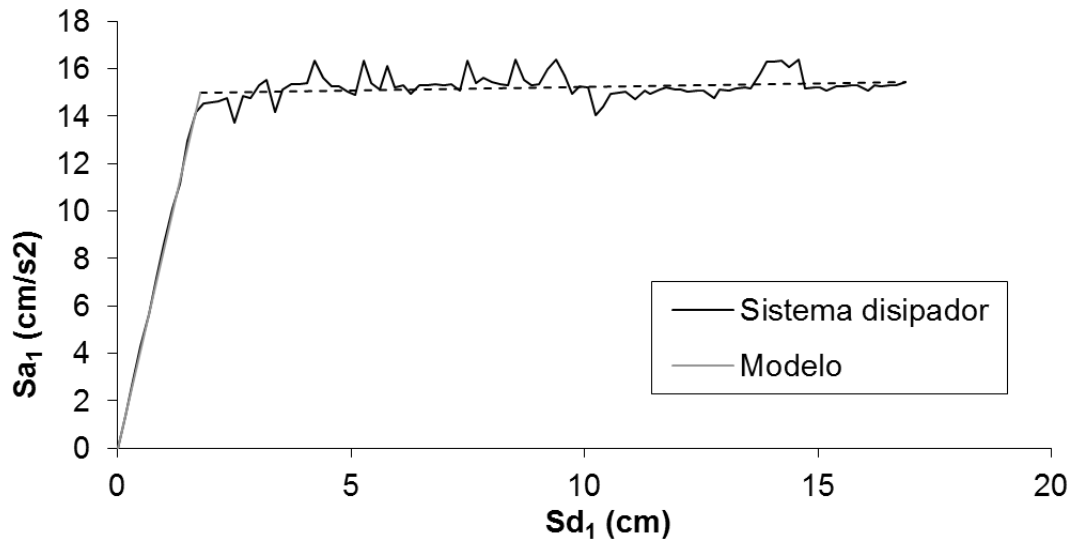
parámetros de interés: las masas modales elásticas  $M_{el}$  y las características del sistema disipador. Las masas modales elásticas  $M_{el}$  tienen los valores promedios de 879,2 kgf-s<sup>2</sup>/cm para los modelos del edificio de tres pisos y 1881,1 kgf-s<sup>2</sup>/cm para los del edificio de seis pisos. Su variación es pequeña.

A continuación, se extrae, para cada modelo, la curva  $Sa - Sd$  del pórtico de concreto reforzado de aquella del sistema entero (pórtico de concreto reforzado y disipadores).

El resultado es la curva característica del sistema disipador de cada modelo. A continuación, se muestra para el primer modelo del edificio de tres pisos el procedimiento descrito anteriormente.



**Figura 26. Curvas  $Sa - Sd$  del pórtico de concreto reforzado con y sin disipadores para el primer modelo del edificio de tres pisos.**



**Figura 27. Curva  $Sa - Sd$  del sistema disipador para el primer modelo del edificio de tres pisos. Resultado de la extracción de las curvas de la Figura 26.**

A continuación se dan las características del sistema disipador de todos los modelos como resultado de la extracción de las curvas  $S_a - S_d$  de los sistemas con y sin disipadores.

**Tabla 33. Características de los sistemas disipadores de los modelos.**

	Edificio de tres pisos			Edificio de seis pisos		
	$K_y$	$Q_u$	$\alpha_p$	$K_y$	$Q_u$	$\alpha_p$
	(tf/cm)	(tf)	--	(tf/cm)	(tf)	--
<b>Modelo 1</b>	7,5	13,6	0,0034	7,0	21,7	0,0172
<b>Modelo 2</b>	3,9	13,8	0,0195	3,4	20,4	0,0238
<b>Modelo 3</b>	2,5	13,2	0,0162	2,4	19,9	0,0254
<b>Modelo 4</b>	1,9	13,1	0,0271	1,8	20,0	0,0480
<b>Modelo 5</b>	1,5	12,8	0,0442	1,5	19,6	0,0490
<b>Modelo 6</b>	27,3	52,1	0,0131	24,5	77,4	0,0135
<b>Modelo 7</b>	13,9	49,2	0,0208	12,6	74,0	0,0140
<b>Modelo 8</b>	9,2	47,8	0,0388	8,5	71,6	0,0167
<b>Modelo 9</b>	6,9	47,6	0,0444	6,4	71,2	0,0284
<b>Modelo 10</b>	5,5	46,6	0,0716	5,1	71,2	0,0370
<b>Modelo 11</b>	52,0	90,2	0,0000	45,1	152,2	0,0148
<b>Modelo 12</b>	26,4	83,9	-0,0117	23,7	143,6	0,0131
<b>Modelo 13</b>	17,9	84,0	-0,0179	16,4	140,6	0,0202
<b>Modelo 14</b>	13,6	85	-0,02	12,4	139,7	0,0264
<b>Modelo 15</b>	11	87,2	-0,0059	10,0	138,6	0,0274
<b>Modelo 16</b>	85,5	149,4	0,0031	59,7	241,3	0,0197
<b>Modelo 17</b>	44,1	140	-0,0091	39,1	238,7	0,0168
<b>Modelo 18</b>	29,5	140,2	-0,0141	26,4	236,2	0,2870
<b>Modelo 19</b>	22,5	140,3	-0,0214	20,4	233,2	0,0345
<b>Modelo 20</b>	18,0	141,2	0,0045	16,6	235,2	0,0528
<b>Modelo 21</b>	128,3	234,5	0,0031	97,3	376,3	0,0117
<b>Modelo 22</b>	67,9	223,7	-0,0063	57,4	360,7	0,0091
<b>Modelo 23</b>	45,8	221,0	-0,0069	40,8	360,5	0,0210
<b>Modelo 24</b>	34,8	221,0	0,0018	31,2	355,9	0,0238
<b>Modelo 25</b>	27,7	221,7	0,0000	24,5	354,6	0,0313



## 6. RESULTADOS Y ANÁLISIS

### 6.1 PRELIMINARES

En el presente capítulo se incluyen los resultados más importantes de este proyecto. Inicialmente se muestran los resultados de la conversión de los sistemas MDOF en sistemas SDOF equivalentes para una muestra representativa de los modelos de acuerdo al procedimiento expuesto en el marco de referencia. Luego se exponen las predicciones de demanda de deriva con los análisis no lineales dinámicos de ambos sistemas para todos los modelos. Aquí también se hacen los análisis pertinentes al comportamiento observado de la bondad de tales predicciones. Finalmente, se hacen unos comentarios finales de hechos considerados relevantes en la realización de este proyecto y que deben tomarse en cuenta para un futuro proyecto que de continuidad al presente.

### 6.2 CURVAS DE CAPACIDAD DE LOS SISTEMAS SDOF EQUIVALENTES

La conversión de los sistemas MDOF en sistemas SDOF equivalentes se resume en el cálculo de las curvas de capacidad. Como se indicó anteriormente, cada modelo corresponde a una pareja de valores de  $\beta$  y  $\nu$ . A continuación, vuelve a escribirse la Tabla 25 agregándole dos columnas donde se calcula a manera de porcentaje las relaciones de las ecuaciones mostradas a la derecha que se obtienen de las ecuaciones 18, 19 y 22.

**Tabla 34. Relaciones de resistencia y deformación de fluencia de los modelos.**

$\beta$	$Q_{Dy}/Q_{Fy}$ (%)	$\nu$	$\Delta_{Dy}/\Delta_{Fy}$ (%)
0,05	5	0,2	20
0,16	19	0,4	40
0,28	38	0,6	60
0,39	63	0,8	80
0,50	100	1,0	100

$$\frac{\beta}{1-\beta} = \frac{Q_{Dy}}{Q_{Fy}} \quad \text{Ecuación 26}$$

$$\nu = \frac{\Delta_{Dy}}{\Delta_{Fy}} \quad \text{Ecuación 27}$$

La Tabla 34 indica que para cada valor de  $\beta$  el sistema disipador tiene una resistencia de fluencia equivalente a una fracción de la resistencia del pórtico de concreto reforzado. De la misma manera, para cada valor de  $\nu$  el sistema disipador tiene un desplazamiento de fluencia equivalente a una fracción del desplazamiento de fluencia del pórtico de concreto reforzado. Esto indica que los resultados obtenidos en este proyecto solo son aplicables para aquellos sistemas estructurales equipados con disipadores histeréticos por deformación donde el sistema disipador tenga unas características mecánicas proporcionales al pórtico de concreto reforzado.

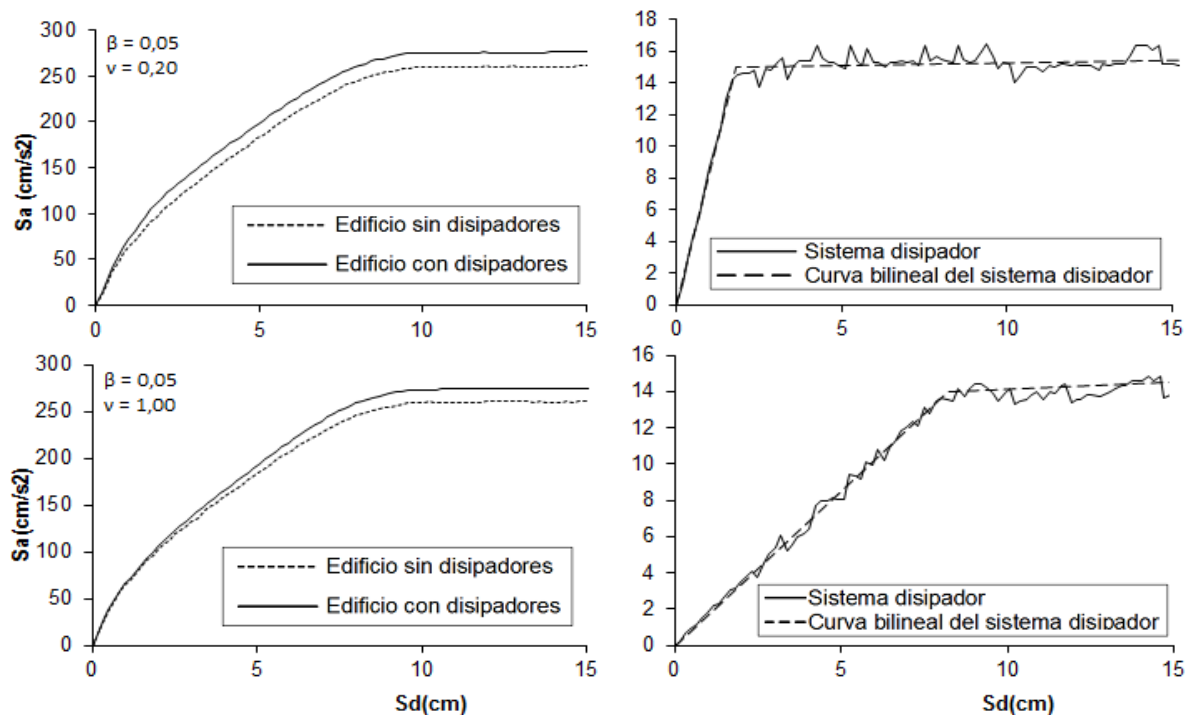
Es de especial interés ver que el valor de  $\beta = 0,5$  corresponde a un sistema disipador igual de resistente que el pórtico de concreto reforzado. En la realidad, esto no sería

práctico ni económico, pero es un valor límite para los valores menores que sí son posibles en la práctica de diseño estructural. Esta constituye otra de las razones por las que se escogió este valor como límite superior del rango de valores de  $\beta$ .

Según se comportaron las curvas de capacidad, se dan los resultados a continuación para las parejas de modelos 1 y 5, 6 y 10, 11 y 15, 16 y 20; y 21 y 25. Es fácil predecir el comportamiento de los modelos intermedios.

### 6.2.1 Edificio de tres pisos

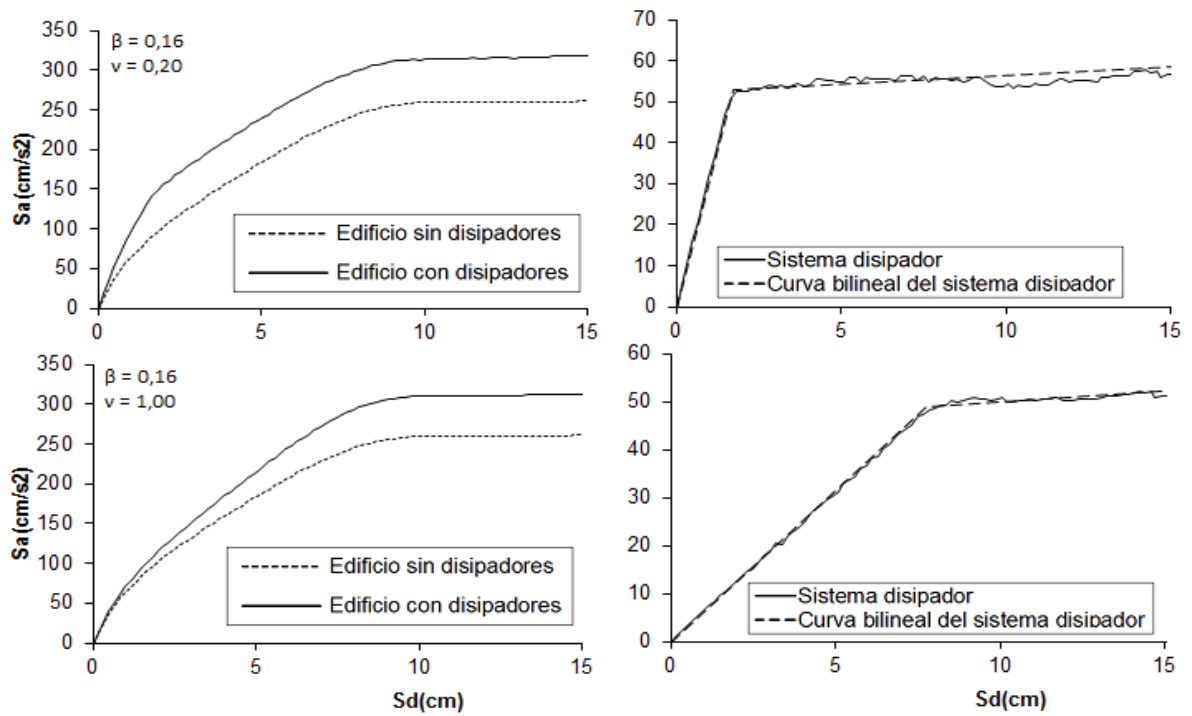
En las figuras 28 a 32 se puede observar la relación entre las características mecánicas del sistema de disipadores y el pórtico de concreto reforzado. Los primeros modelos son los que tienen un sistema disipador menos resistente que los últimos. Al mismo tiempo, se puede ver como la deformación de fluencia aumenta en los modelos a medida que aumenta el valor de  $\nu$ . En la práctica de diseño, se preferiría que el sistema disipador fluyera más rápidamente que el pórtico de concreto reforzado, por eso, decir que el sistema disipador se deforma igual cantidad que el pórtico al llegar a la fluencia es un valor límite de  $\nu$ .



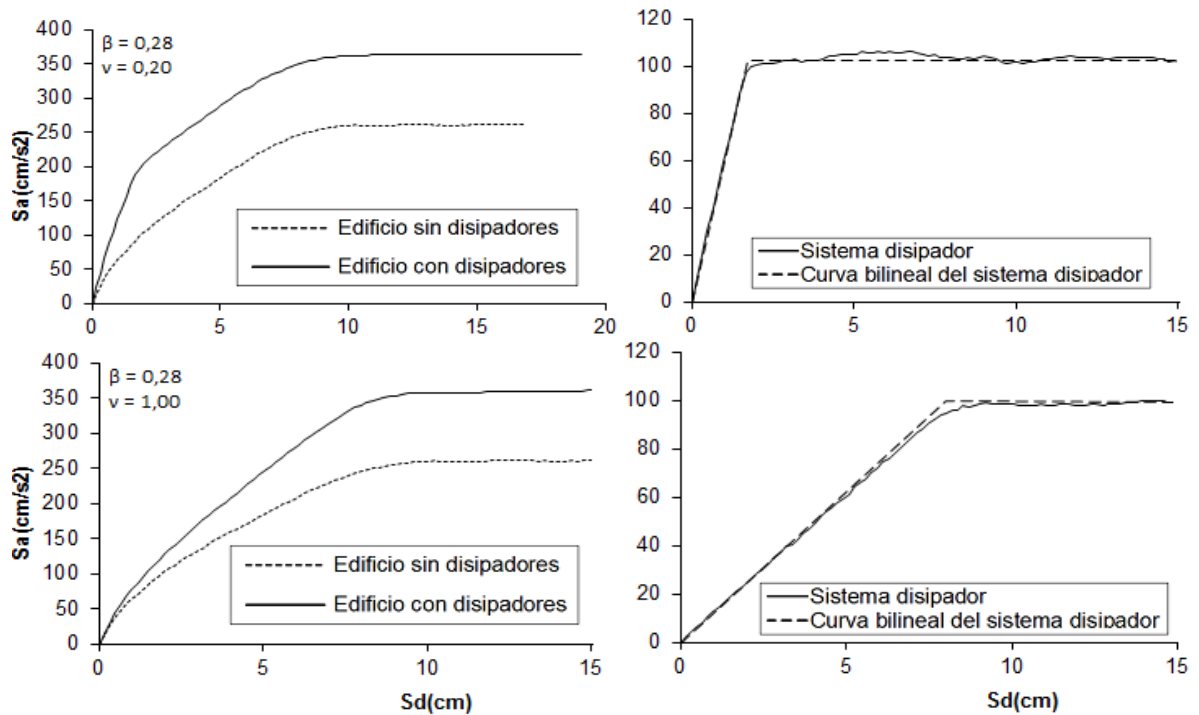
**Figura 28. Curvas  $S_a - S_d$  del sistema SDOF de los modelos 1 (arriba) y 5 (abajo) del edificio de tres pisos.**

Es de mencionar que a partir de estas curvas de capacidad puede comprobarse la correcta asunción que se hizo al modelar el comportamiento del sistema de pórtico de concreto reforzado como trilineal, pues este es el comportamiento que se ve en la mayoría de los casos. No obstante, se observa la presencia de una tendencia cuatrilínea que comienza suavemente desde valores de  $\beta$  de 0,05 y se va haciendo más notable en los valores cercanos a 0,5. De la misma manera, este comportamiento se relaciona con  $\nu$ ,

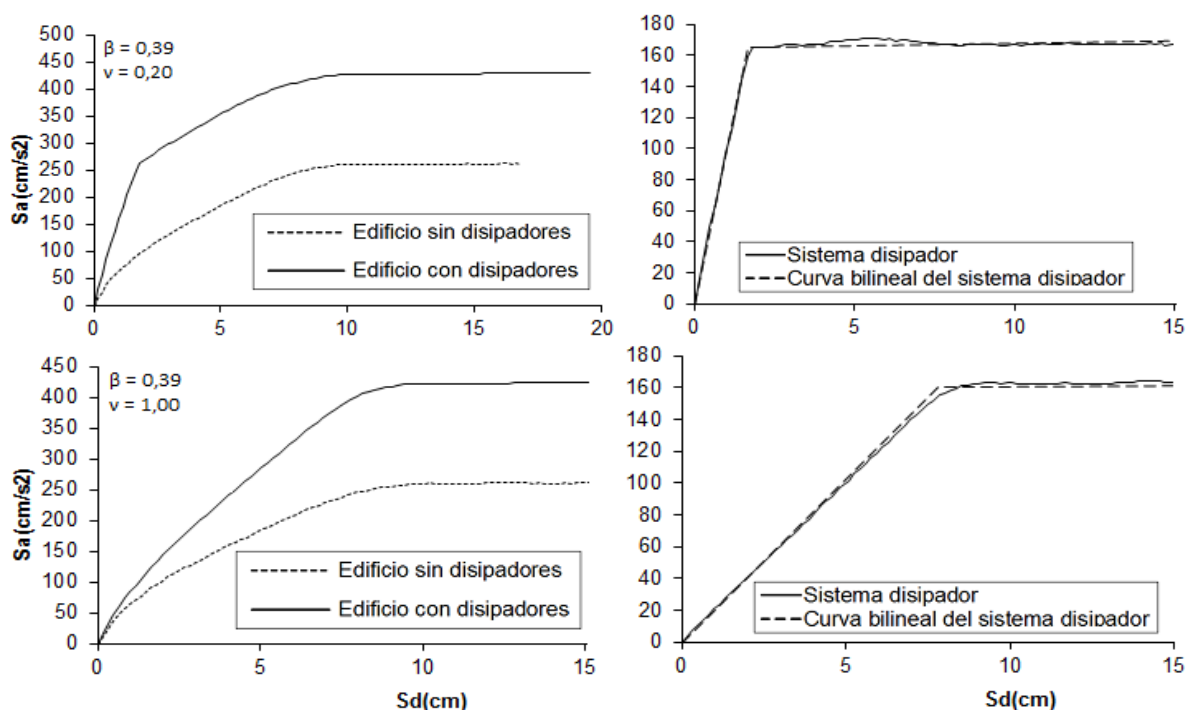
empezando a tomar comportamientos cuatrilineales desde 0,8 y pronunciándose al ser menor que ese valor.



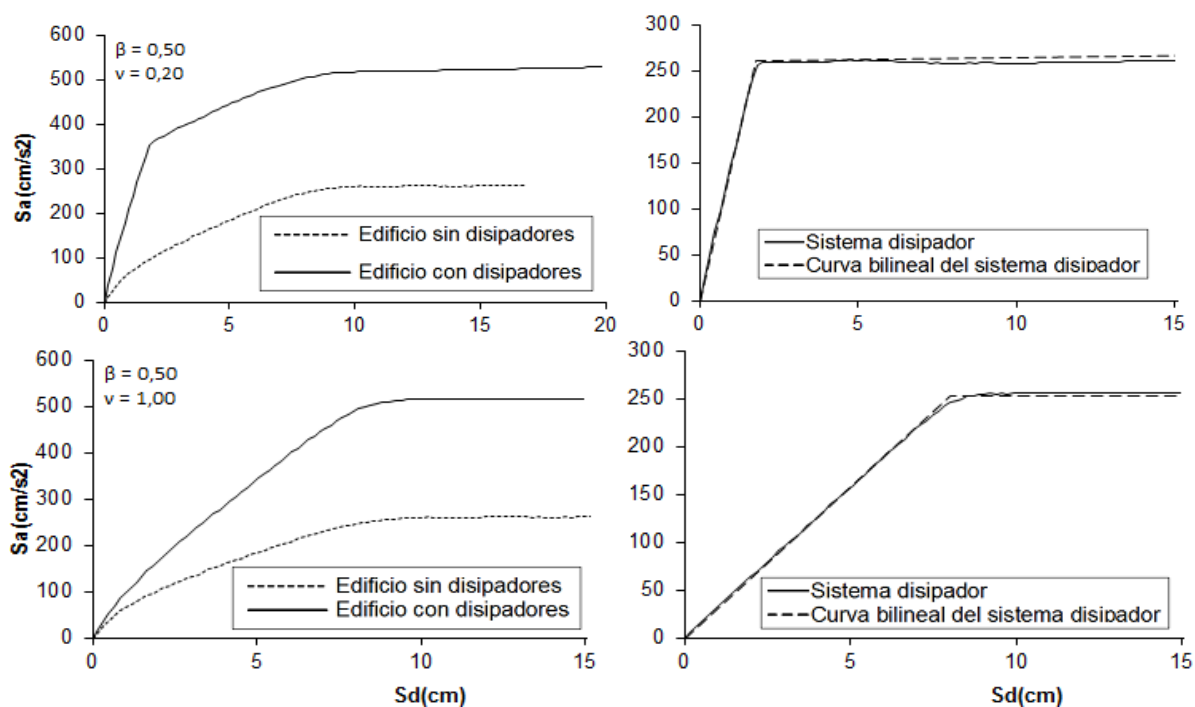
**Figura 29. Curvas  $S_a - S_d$  del sistema SDOF de los modelos 6 (arriba) y 10 (abajo) del edificio de tres pisos.**



**Figura 30. Curvas  $S_a - S_d$  del sistema SDOF de los modelos 11 (arriba) y 15 (abajo) del edificio de tres pisos.**



**Figura 31. Curvas  $S_a - S_d$  del sistema SDOF de los modelos 16 (arriba) y 20 (abajo) del edificio de tres pisos.**



**Figura 32. Curvas  $S_a - S_d$  del sistema SDOF de los modelos 21 (arriba) y 25 (abajo) del edificio de tres pisos.**

## 6.2.2 Edificio de seis pisos

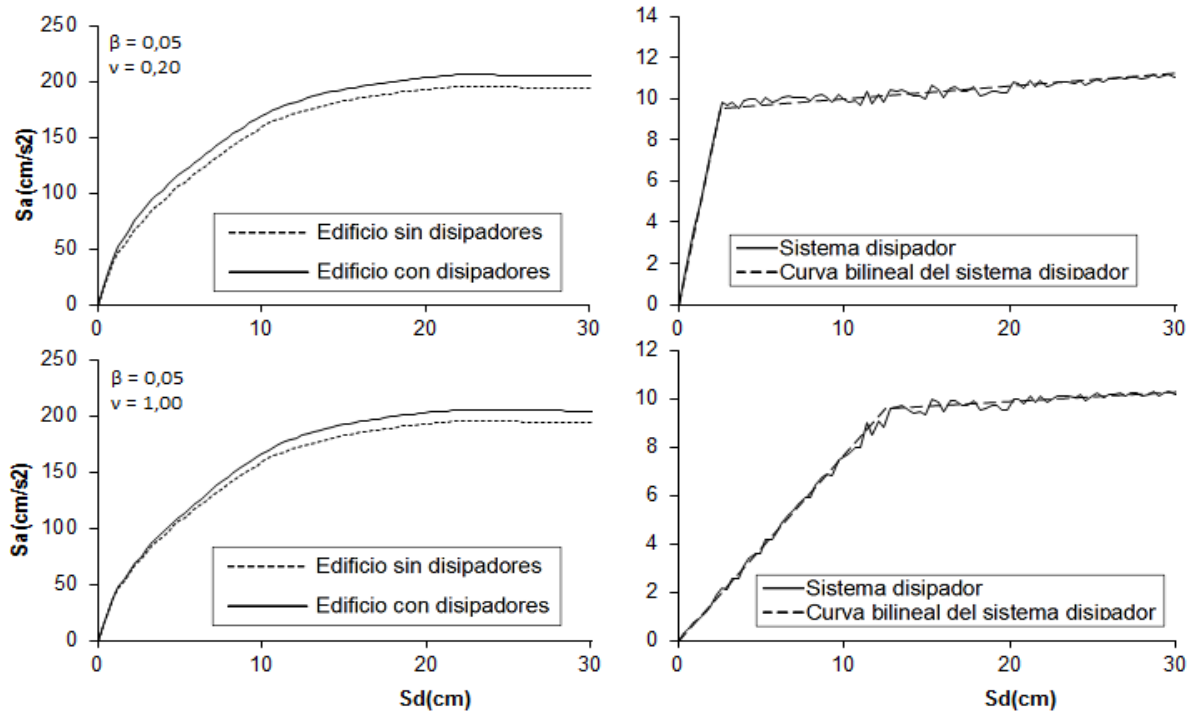


Figura 33. Curvas  $S_a - S_d$  del sistema SDOF de los modelos 1 (arriba) y 5 (abajo) del edificio de seis pisos.

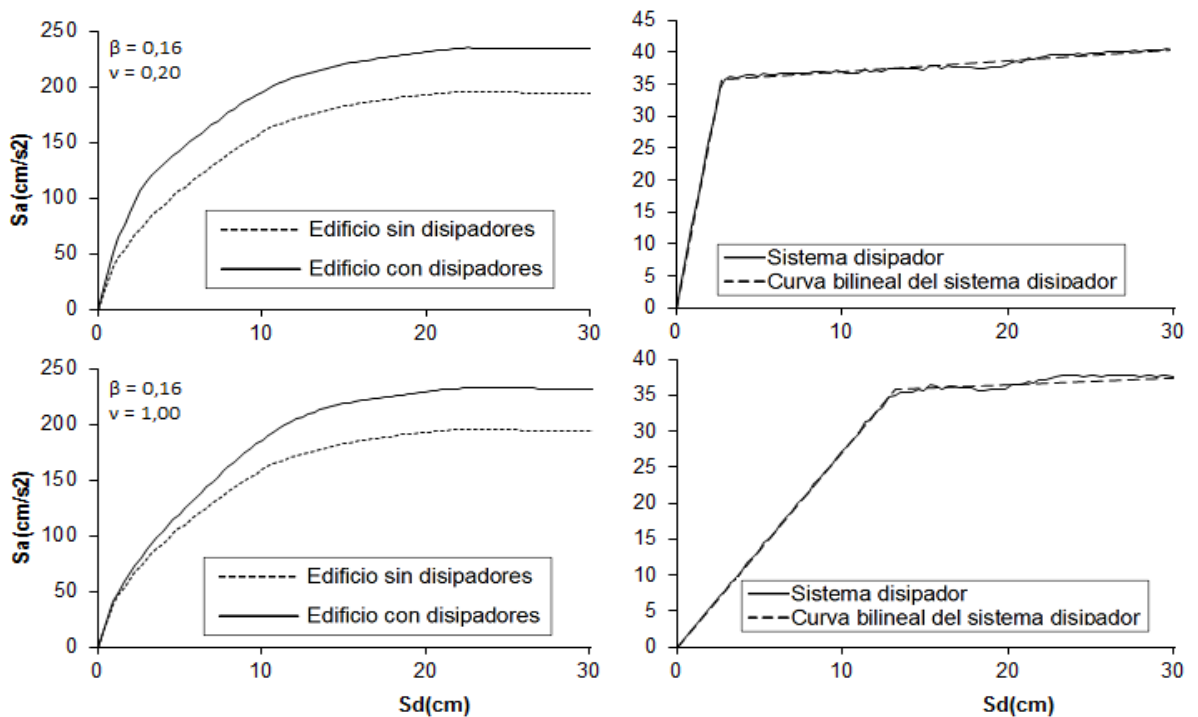


Figura 34. Curvas  $S_a - S_d$  del sistema SDOF de los modelos 6 (arriba) y 10 (abajo) del edificio de seis pisos.

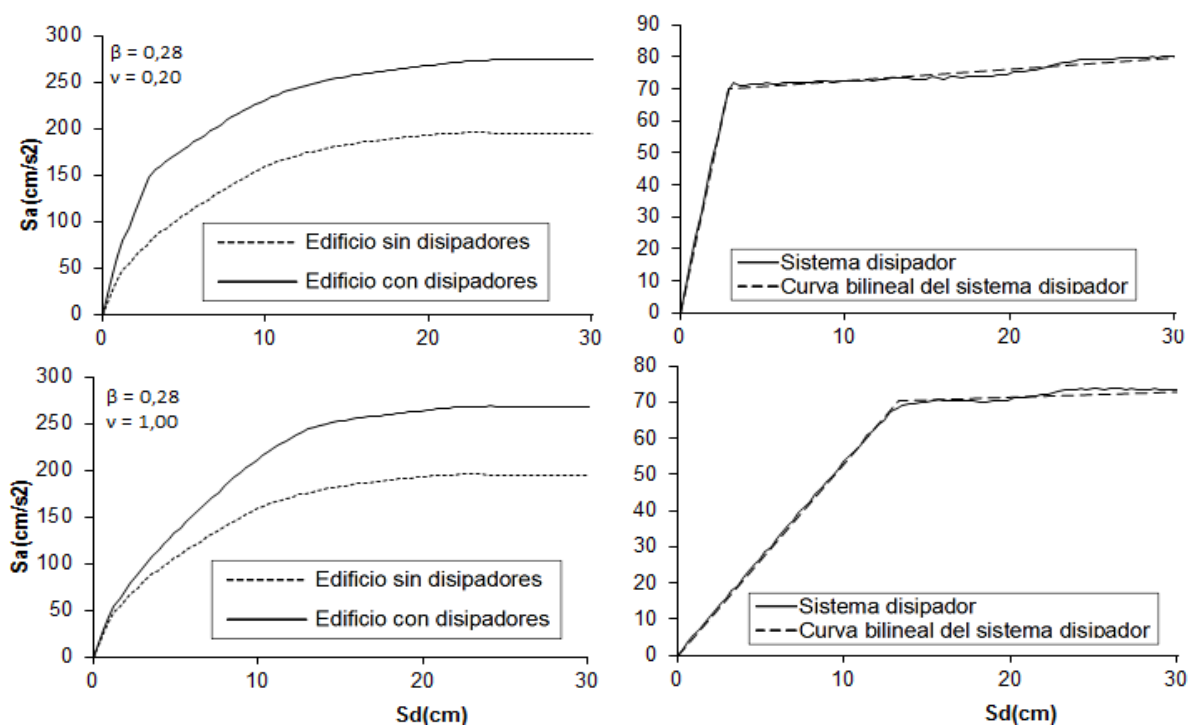


Figura 35. Curvas  $S_a - S_d$  del sistema SDOF de los modelos 11 (arriba) y 15 (abajo) del edificio de seis pisos.

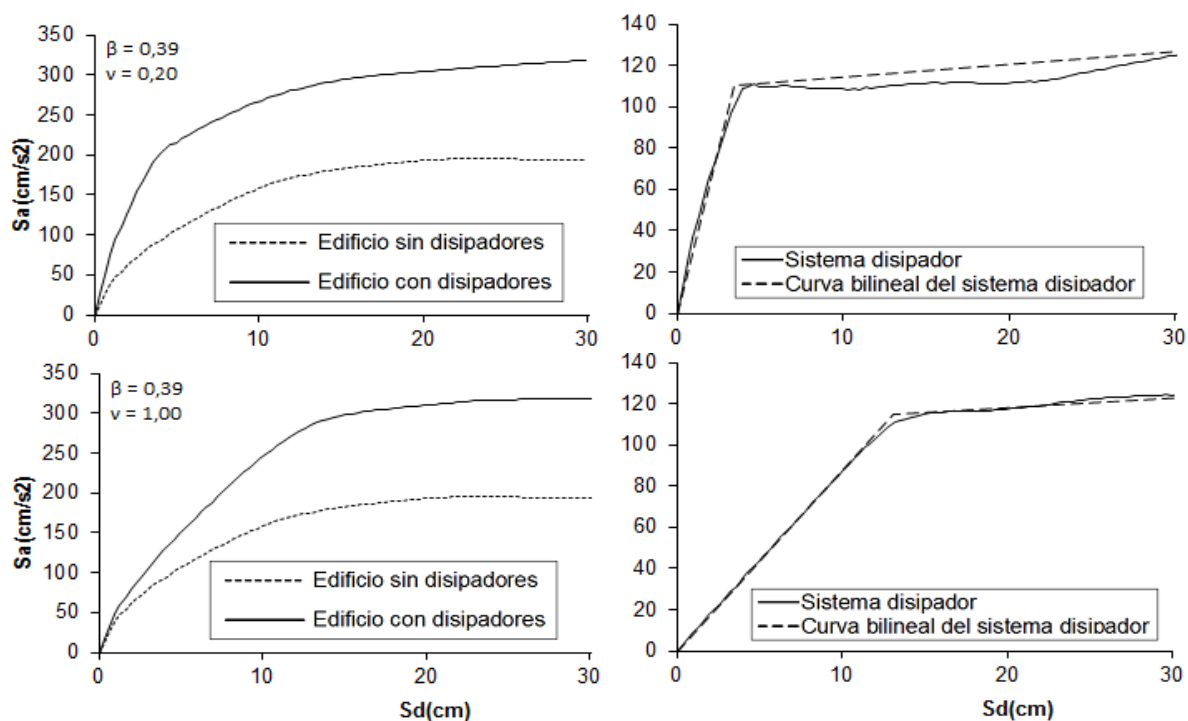
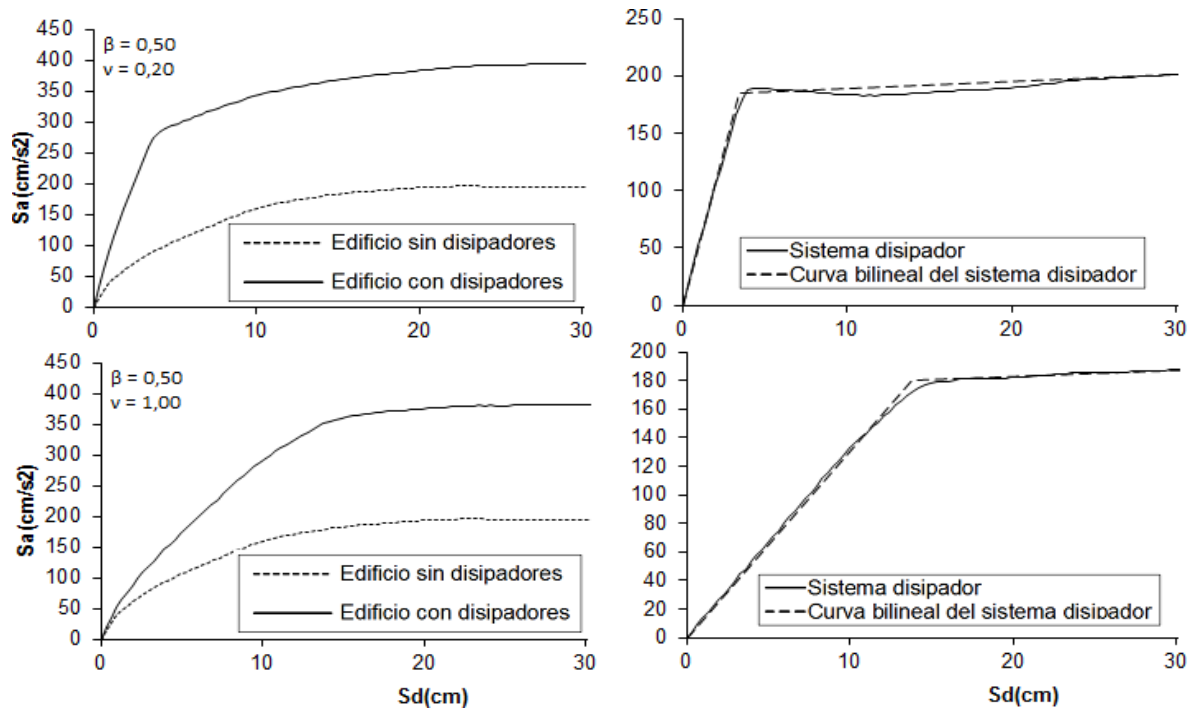


Figura 36. Curvas  $S_a - S_d$  del sistema SDOF de los modelos 16 (arriba) y 20 (abajo) del edificio de seis pisos.



**Figura 37. Curvas  $S_a - S_d$  del sistema SDOF de los modelos 21 (arriba) y 25 (abajo) del edificio de seis pisos.**

En el edificio de seis pisos, los mismos comentarios hechos para el de tres pisos son aplicables, incluyendo el de la tendencia al comportamiento cuatrilíneo para valores de  $\nu < 0,8$ , siendo más notable a medida que se aleja de ese límite.

### 6.3 ANÁLISIS NO LINEALES DINÁMICOS

Después de definir los modelos SDOF equivalentes, se sometieron junto con los modelos MDOF al análisis no lineal dinámico. La respuesta de interés en este estudio es la deriva máxima en los pisos. La deriva máxima en el piso  $i$  se denomina  $\Delta_{SDOF_i}$  para la predicha por el sistema SDOF equivalente. Análogamente, para el sistema MDOF, la deriva en el piso  $i$  se denota por  $\Delta_{MDOF_i}$ .

Para una mejor comparación de los resultados, se muestran los promedios y las desviaciones estándar de la relación  $\Delta_{SDOF_i}/\Delta_{MDOF_i}$  (en adelante  $\mu_{\Delta_{SDOF_i}/\Delta_{MDOF_i}}$  y  $\sigma_{\Delta_{SDOF_i}/\Delta_{MDOF_i}}$ , respectivamente) para cada pareja de valores de  $\beta$  y  $\nu$ . Además, se observó cierta relación entre los resultados obtenidos dependiendo del tipo de registro sísmico usado, por lo tanto se dan los resultados discriminados según el tipo de sismo: SFC y SFL. Según esto, cada uno de los resultados que se exponen corresponden al promedio de cinco análisis, ya que se usaron cinco registros sísmicos de SFC y otros cinco de SFL para analizar con cada modelo.

Con las posibles combinaciones de  $\beta$  y  $\nu$ , y el número de sismos analizados por cada modelo, se realizaron 500 análisis no lineales dinámicos de modelos MDOF y otros 500 análisis no lineales dinámicos de modelos SDOF con el modelo equivalente propuesto. En total, se hicieron 1000 análisis no lineales dinámicos en este estudio.

La interpretación individual de cada valor de  $\mu_{\Delta_{SDOF_i}/\Delta_{MDOF_i}}$  tiene tres posibilidades: cuando el valor de este promedio de relaciones de derivas es menor que la unidad, quiere decir que hubo una subestimación de la deriva por parte del modelo SDOF equivalente ya que fue menor que la del sistema MDOF; cuando por el contrario, el valor es mayor que la unidad, significa que se sobrestimó la deriva; y finalmente un valor de esta relación igual a la unidad indica que el modelo SDOF equivalente estimó una deriva aproximadamente igual a la arrojada por el análisis estructural del sistema MDOF. Teniendo esto presente, se presentan a continuación los resultados obtenidos de los análisis de las estructuras modelados como sistemas SDOF y MDOF.

### 6.3.1 Edificio de tres pisos

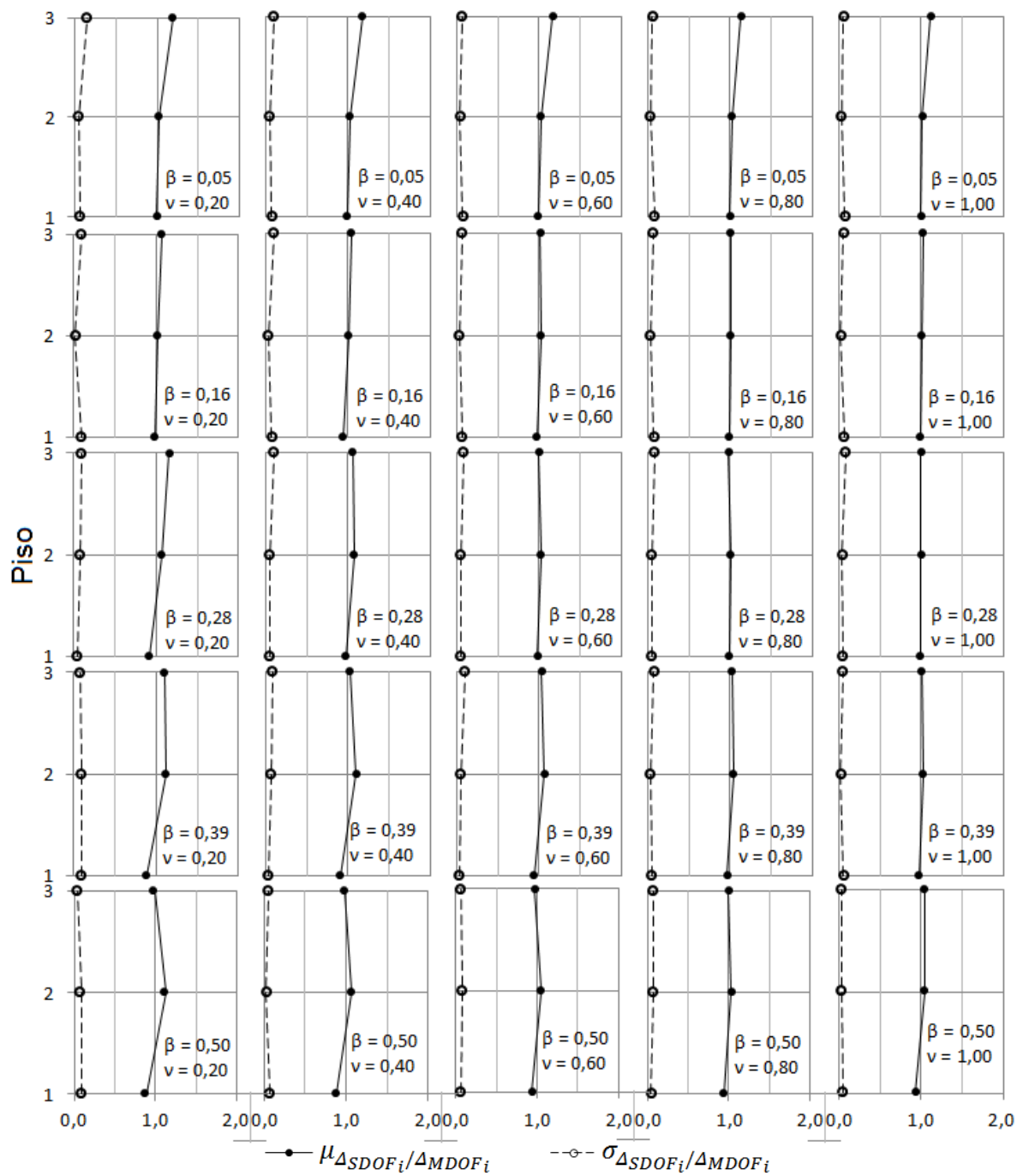
#### ○ Sismos de fuente cercana (SFC)

En la Figura 38 se muestran los resultados de las predicciones. Se aprecia una buena predicción de demanda de deriva en el edificio con el modelo SDOF equivalente ya que los valores de  $\mu_{\Delta_{SDOF_i}/\Delta_{MDOF_i}}$  son muy cercanos a la unidad. Esto quiere decir que la exactitud de la predicción es a su vez buena.

A pesar de la buena correspondencia de los resultados, se logra visualizar una tendencia a subestimar y sobrestimar la demanda de deriva en los modelos ubicados hacia la izquierda de las gráficas. Estos modelos corresponden a los valores más bajos de  $\nu$ . Se podría pensar en este punto que este hecho está relacionado con la tendencia al comportamiento cuatrilíneo de las estructuras para esos mismos valores.

En la misma figura, además, se aprecian valores deseables de  $\sigma_{\Delta_{SDOF_i}/\Delta_{MDOF_i}}$  ya que se acercan mucho a cero. Esto quiere decir que la precisión de la predicción es también buena debido a la poca dispersión de los resultados.

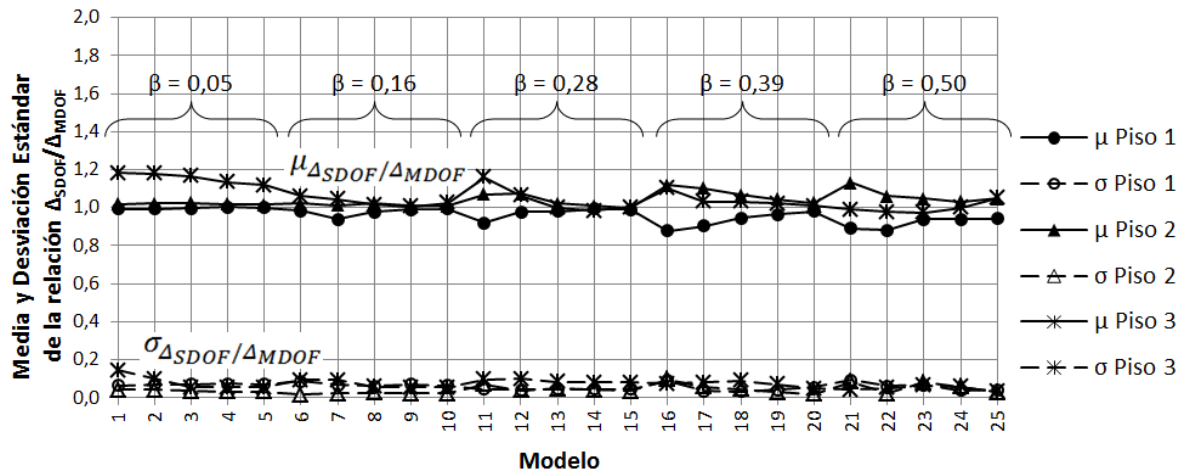




**Figura 38. Comparación de derivas entre los sistemas SDOF y MDOF de los modelos del edificio de tres pisos sometidos a SFC.**

Para comprobar la teoría de la relación entre la subestimación o sobrestimación de la demanda para valores bajos de  $\nu$ , se muestra en la Figura 39 una comparación general. Aquí se puede apreciar con más claridad la dependencia del comportamiento cuatrilíneal

para los valores bajos de esta variable. Se puede inferir, además, que aunque esto también pueda estar influenciado por el valor de  $\beta$ , tiene una mayor dependencia de  $\nu$ .



**Figura 39. Comparación general de la demanda de deriva de los sistemas SDOF de los modelos del edificio de tres pisos sometidos a SFC.**

#### ○ Sismos de fuente lejana (SFL)

En este caso sigue apreciándose la subestimación o sobrestimación de la deriva para valores bajos de  $\nu$  y se sigue comprobando ésta teoría. En este caso se puede ver que también hay una buena correspondencia de resultados, tanto en exactitud como en precisión.

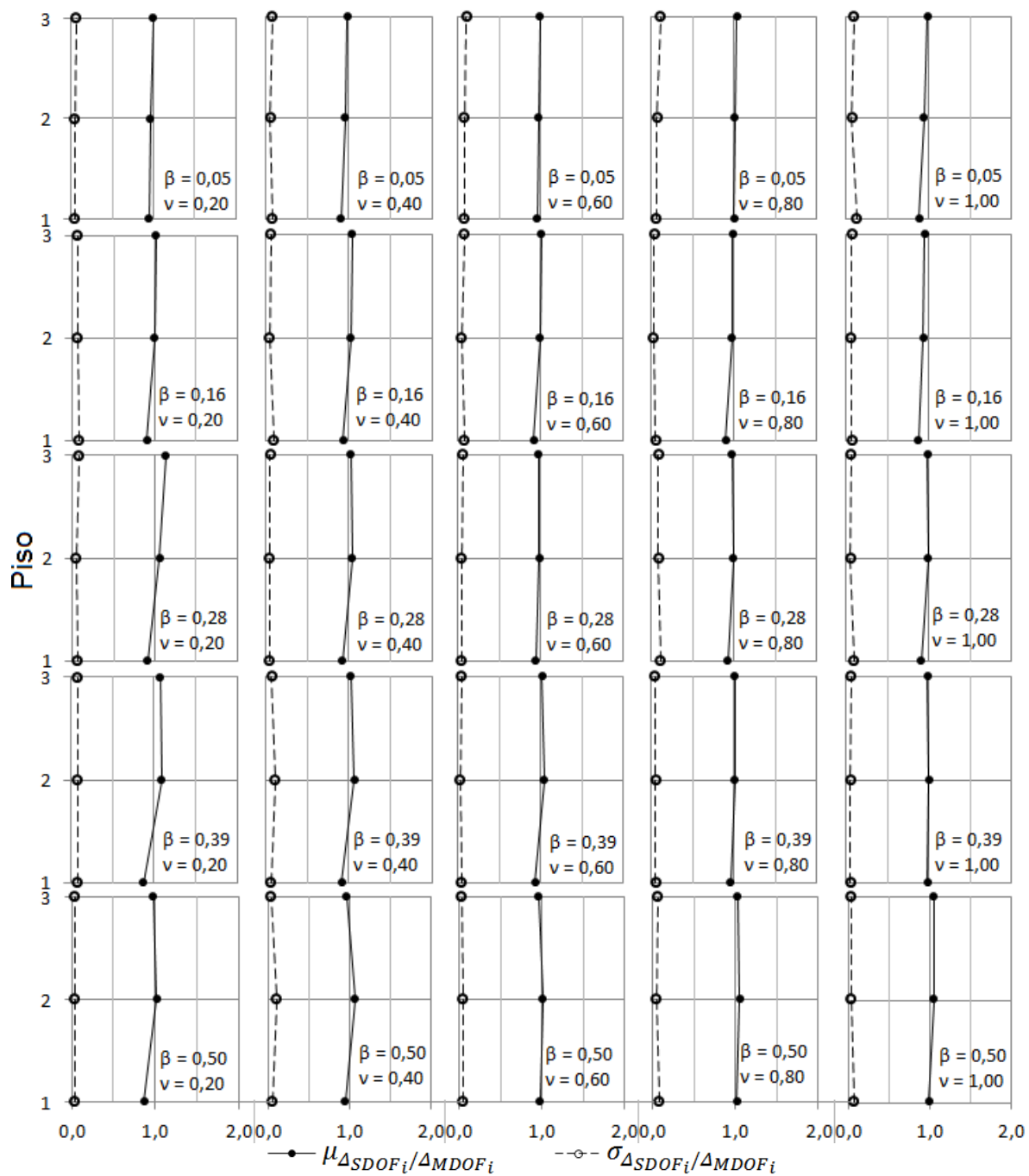
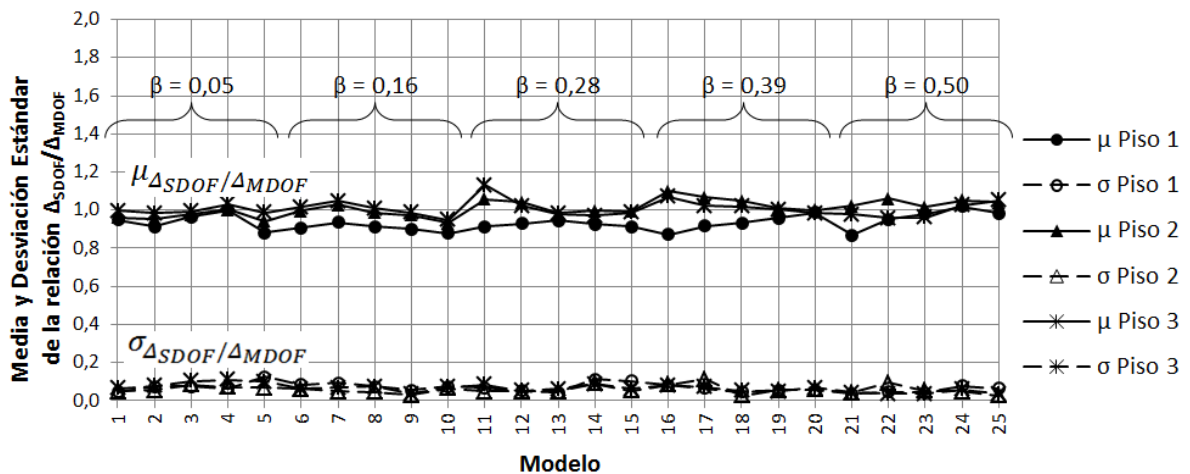


Figura 40. Comparación de derivas entre los sistemas SDOF y MDOF de los modelos del edificio de tres pisos sometidos a SFL.



**Figura 41. Comparación general de la demanda de deriva de los sistemas SDOF de los modelos del edificio de tres pisos sometidos a SFL.**

En la Figura 41 se muestran los resultados recopilados de todos los modelos para SFL. Una vez más el desfase de las respuestas de las estructuras se da en aquellos modelos con menores valores de  $\nu$ .

#### ○ **Comparación de análisis con SFC y SFL**

Ambos tipos de análisis arrojaron buenas predicciones, sin embargo, haciendo una comparación visual entre los resultados mostrados en la Figura 39 y la Figura 41, se puede ver que hay, a grandes rasgos, mejor predicción en aquellos casos en que se usan SFL desde el punto de vista de la exactitud. En cuanto a la precisión, es indiferente el tipo de registro sísmico usado con la información resultante obtenida.

### **6.3.2 Edificio de seis pisos**

#### ○ **Sismos de fuente cercana (SFC)**

Se presentan los resultados en la Figura 42. La predicción de la demanda de derivas sigue siendo buena, los valores están muy cercanos a la unidad, y a pesar de que se continúa viendo la mencionada tendencia a subestimar o sobrestimar la deriva para valores bajos de  $\nu$ , esto no hace que en general la respuesta del modelo SDOF se asemeje muy bien a la del sistema MDOF.

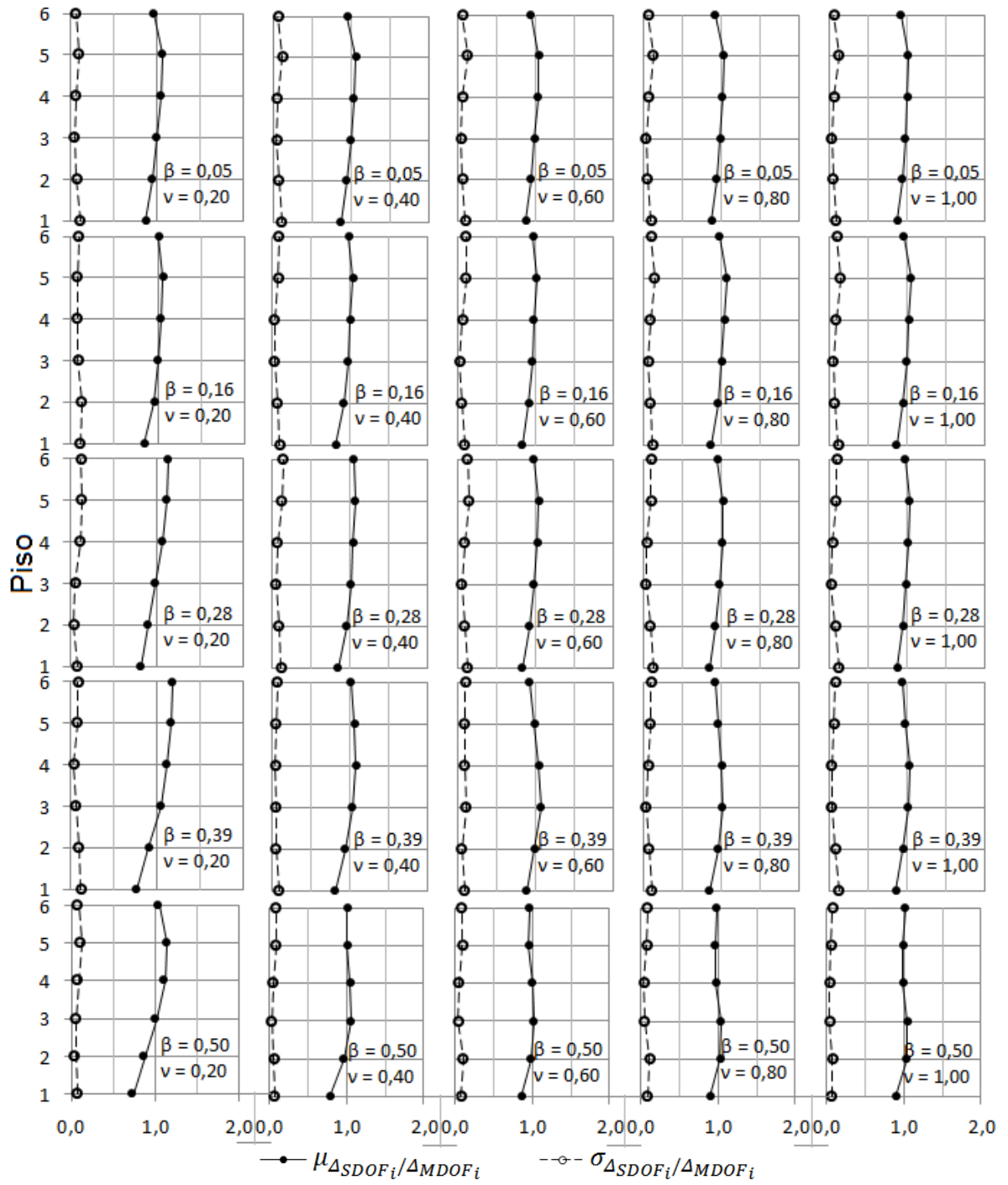
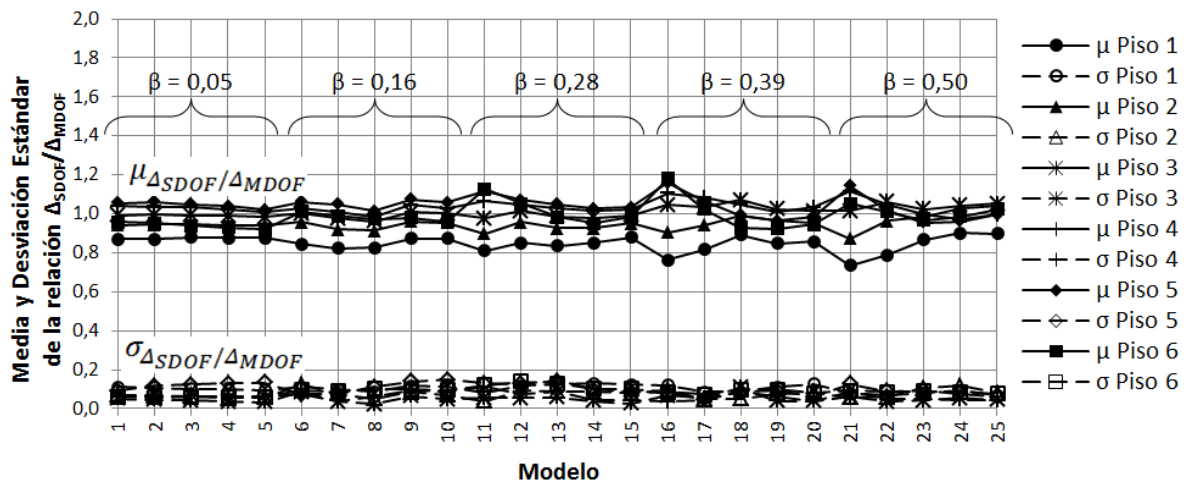


Figura 42. Comparación de derivas entre los sistemas SDOF y MDOF de los modelos del edificio de seis pisos sometidos a SFC.



**Figura 43. Comparación general de la demanda de deriva de los sistemas SDOF de los modelos del edificio de seis pisos sometidos a SFC.**

En la anterior figura, la comparación de demanda de deriva indica una más marcada diferencia de los resultados separados de cada piso. La razón de este comportamiento está en que los pisos superiores tienen una capacidad más limitada de desplazarse que los pisos inferiores. De allí que en general haya una mejor relación con las derivas del sistema MDOF.

○ Sismos de fuente lejana (SFL)

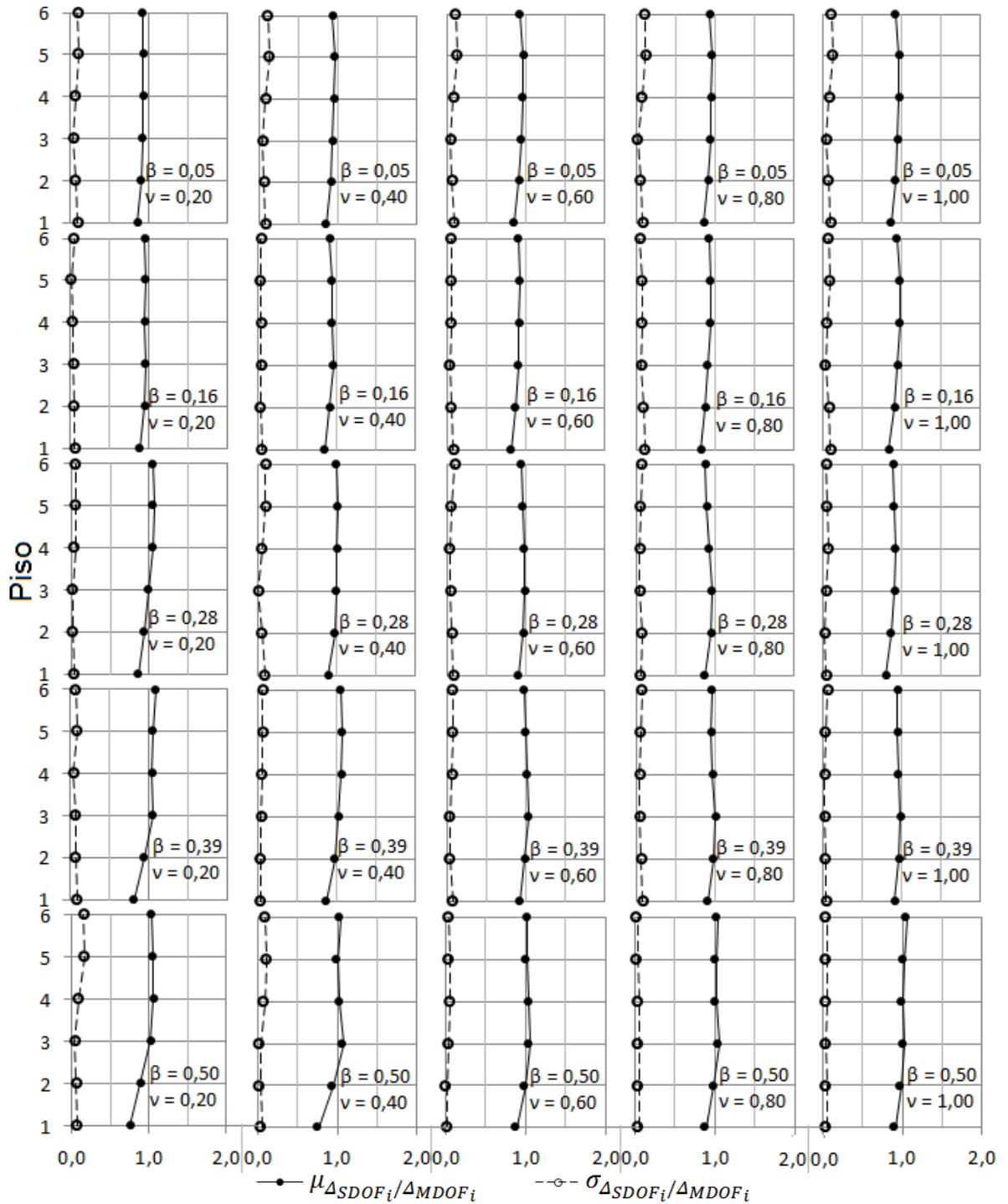
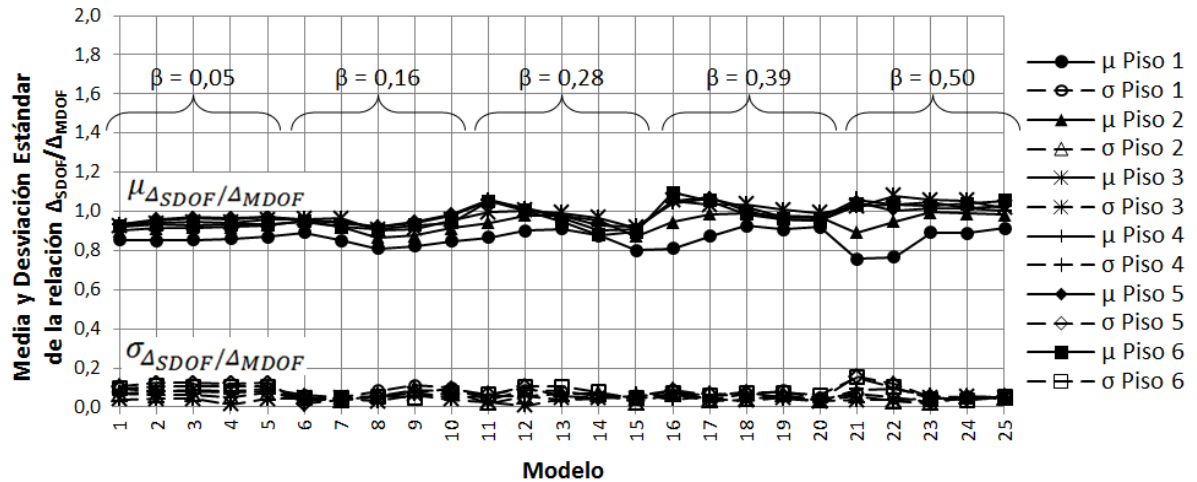


Figura 44. Comparación de derivas entre los sistemas SDOF y MDOF de los modelos del edificio de seis pisos sometidos a SFL.

En este caso de análisis se sigue mostrando una buena correspondencia entre los resultados del modelo SDOF y los sistemas MDOF. El rango de valores tanto de  $\beta$  como de  $\nu$  ha demostrado tener una buena relación con los de la aplicación del modelo.



**Figura 45. Comparación general de la demanda de deriva de los sistemas SDOF de los modelos del edificio de seis pisos sometidos a SFL.**

#### ○ Comparación de análisis con SFC y SFL

Las predicciones de derivas para todos los pisos se encuentran mejor relacionadas con la respuesta del sistema MDOF correspondiente cuando se usan SFL. Esto puede comprobarse en la comparación de las figuras 43 y 45.

### 6.3.3 Comentarios finales

El rango de valores tanto de  $\beta$  como de  $\nu$  usados en este proyecto ha demostrado tener resultados de predicción de demanda de deriva con alto grado de exactitud y precisión. Además, estos valores corresponden a los casos normales que pueden encontrarse en la práctica de diseño estructural. No obstante, para una mejora del modelo SDOF propuesto, debe plantearse la posibilidad de acoger curvas cuatrilíneas que permitan reproducir la respuesta del sistema MDOF con más fidelidad.



## 7. PROPUESTA DE USO DEL MODELO SDOF EQUIVALENTE EN LA PRÁCTICA DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN COLOMBIA

### 7.1 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL NO LINEAL DINÁMICO

La ecuación de movimiento (ecuación 2) requiere de una solución numérica para obtener los desplazamientos de la estructura, y de esta manera, obtener las fuerzas de diseño de los elementos estructurales.

La solución del sistema de ecuaciones diferenciales resultantes es complicada debido a la cantidad de ecuaciones que involucra. El principal problema está en el término  $Ku(t)_a$ , en el que se calcula la rigidez estructural para conformar la matriz. Aquí se debe tomar en cuenta el estado inicial del elemento, la deformación, carga y comportamiento en la curva de esfuerzo deformación, y todo esto para cada instante de tiempo. Además, la geometría no lineal de los elementos estructurales se debe considerar porque esto puede llevar a grandes deformaciones cuando se presentan movimientos sísmicos de grandes magnitudes (Chopra, 2011).

Finalmente, la solución numérica debe realizarse para cada paso de análisis, el cual debe ser lo suficientemente pequeño como para asegurar la convergencia y estabilidad de tal solución.

En la NSR-10, este método se considera dentro de los métodos permitidos para el análisis estructural de cualquier edificación según A.3.4.2.4. Además, de usarse esta metodología, se requiere de un mínimo de tres registros sísmicos a usar en los análisis (A.2.7.1), lo que indica que el esfuerzo a invertir se triplica.

### 7.2 ETAPA DE VERIFICACIÓN EN EL PROCESO DE DISEÑO

Esta etapa esta dirigida principalmente a la comprobación de que las derivas máximas de las estructuras estén dentro de unos límites establecidos. Es importante este proceso porque se sabe que, como lo indica la NSR-10 en el capítulo A.6 de verificación de los requisitos de la deriva, “la deriva está asociada con los siguientes efectos durante un temblor:

- (a) *Deformación inelástica de los elementos estructurales y no estructurales.*
- (b) *Estabilidad global de la estructura.*
- (c) *Daño de los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica y a los elementos no estructurales, tales como muros*

*divisorios, particiones, enchapes, acabados, instalaciones eléctricas, mecánicas, etc.*

*(d) Alarma y pánico entre las personas que ocupen la edificación.”*

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica -AIS- (2010).

La verificación, en general, se realiza a partir de los resultados del análisis estructural con el que se realizan los diseños de las estructuras, pero hay casos como el de las estructuras indispensables en el que un análisis completamente diferente debe hacerse para verificar el correcto desempeño de la estructura para su fin.

Las edificaciones indispensables son aquellas que deben seguir operando después de la ocurrencia de un sismo. Para este tipo de edificaciones, las exigencias son mayores dado que la operación debe continuar postsismo.

La NSR-10 incluye, en el capítulo A.12, esta etapa de verificación adicional que va dirigida a este tipo de edificaciones. Como allí lo menciona, esto se hace “con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor”. La norma también determina cuáles edificaciones son consideradas como indispensables según A.2.5.1.

En el caso de edificaciones indispensables, se debe asegurar que la estructura se comporte elásticamente con solicitaciones sísmicas que marcan el umbral de daño. Se define entonces un espectro para el umbral de daño y debe hacerse un análisis estructural para determinar las derivas máximas.

### **7.3 PROPUESTA DE MÉTODO DE VERIFICACIÓN QUE INCLUYA USO DEL MODELO SDOF EQUIVALENTE**

A continuación se presentan las ventajas que presenta el modelo SDOF equivalente propuesto, indicándose los factores diferenciadores que tiene. Finalmente se exponen argumentos a considerarse para que el modelo haga parte de la práctica de diseño.

#### **7.3.1 Ventajas del modelo SDOF equivalente propuesto**

Como muestran los estudios iniciales hechos por el desarrollador del modelo, en el artículo “*An equivalent SDOF system model for estimating the response of R/C building structures with proportional hysteretic dampers subjected to earthquake motions*”, se hace una comparación sistemática con otros modelos comunmente usados. Estos resultados, en conjunto con los del presente estudio, permiten afirmar las siguientes ventajas del modelo:

- Es capaz de diferenciar el comportamiento del sistema principal de concreto reforzado y el sistema de disipadores. Este hecho permite que el modelo estime una demanda de deriva más cercana a la realizada con el análisis no lineal dinámico de la estructura completa que otros modelos.

- Es eficaz al estimar la demanda de deriva de las edificaciones. Como se vio en el capítulo anterior en la exposición de resultados, las relaciones de derivas estimadas y derivas determinadas con el análisis completo fue muy cercano a la unidad para todos los casos.
- Permite hallar respuestas de las edificaciones más acertadas porque usa el método no lineal dinámico, pero lo hace de manera simplificada, consumiendo menos tiempo y recursos para la realización de éste.
- Permite conocer la participación de los disipadores en la disipación de energía de la estructura, lo que permitiría alentar al diseño de estructuras equipadas con disipadores histeréticos por deformación como TCRS. Este resultado fue obtenido en el estudio inicial del desarrollador del modelo.

### **7.3.2 Inclusión en la práctica de diseño**

Dadas las ventajas que tiene el modelo y su efectividad para estimar con gran efectividad las derivas máximas que sufre una edificación con características como las estudiadas, se puede pensar en incluir el modelo en la práctica de diseño estructural.

Uno de los factores más atractivos del modelo es el poco esfuerzo invertido para la realización de un análisis. De esta manera, puede verse que también es posible incluir el modelo en el código de diseño como Japón lo ha hecho en uno de los procedimientos de verificación en el año 2000.

La necesidad de incluir procedimientos que sean capaces de estimar con mejor correspondencia al comportamiento dinámico y en muchos casos no lineal de las estructuras es aún mayor en aquellas edificaciones que son indispensables para la comunidad. Así, es plausible que se anexe en la NSR en una futura revisión, un modelo como el que aquí se propone como un método de verificación en el actual numeral A.12.4.4 que habla sobre los análisis dinámicos empleados para la verificación del umbral de daño.

## 8. CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES

Con la realización de este proyecto de acuerdo a la metodología inicialmente planteada, y en vista del logro de los objetivos propuestos, puede concluirse que:

1. En la práctica de diseño estructural, un modelo simplificado para la predicción de la respuesta sísmica de edificaciones que permita llevar a cabo análisis no lineales dinámicos constituye un gran avance para la implementación de nuevas metodologías de análisis más completas.
2. Para estructuras regulares con un sistema disipador de características mecánicas proporcionales al de la estructura principal de concreto reforzado, el modelo SDOF equivalente propuesto permite predecir con buena exactitud y precisión la demanda de deriva comparado con las derivas obtenidas en un análisis no lineal dinámico realizado a la estructura inicial.
3. Los sismos de fuente cercana, dado su alto contenido de frecuencias altas y la relación existente entre las frecuencias y periodos de vibración de las edificaciones, son los que más afectan las edificaciones colombianas ya que hay una predominancia de edificaciones de baja a mediana altura en el país. Se evidenció que el modelo SDOF equivalente propuesto tiene una buena correspondencia en el análisis estructural con este tipo de registros sísmicos. Además, hecho también el análisis y la comparación con registros sísmicos de fuente lejana, se puede concluir que el modelo inclusive presenta mejor correlación en estos casos. Una ampliación de este proyecto puede incluir como objetivo la determinación de los factores que influyen en este comportamiento.
4. Como recomendación hacia el modelo propuesto en un trabajo futuro es bueno acoger un modelo cuatrilíneal que permita caracterizar correctamente (o con una mejor correspondencia) al comportamiento de la estructura cuando se presentan casos en los que el sistema disipador tenga una deriva de fluencia menor al 80 % de la deriva de fluencia correspondiente al sistema principal de concreto reforzado. Este porcentaje corresponde a un valor de  $\nu$  igual a 0,8 y generalmente, en la práctica de diseño de edificaciones con disipadores histeréticos, las características mecánicas de los disipadores corresponden a ese valor o menores.
5. El modelo propuesto ha demostrado ser válido para el uso en estructuras regulares, tanto en este estudio como en el llevado a cabo cuando inicialmente se planteó el modelo por Oviedo Amézquita et al. (2010 y 2011). Un enfoque aún mejor de un trabajo futuro debe considerar el efecto de estructuras irregulares sobre la bondad de las predicciones. De la misma manera, dado que el modelo se planteó para estructuras en las que el primer modo de vibración fuera el modo dominante, considerar el efecto de modos de vibración altos puede permitir la predicción del comportamiento de las edificaciones de media a gran altura.

6. En edificaciones indispensables es fundamental la revisión de la respuesta de la estructura para el punto que la NSR-10 denomina umbral de daño de la edificación. Una mejora del método de verificación sería la inclusión del modelo propuesto como método dinámico para la estimación de las derivas. Además, en la práctica de diseño, este modelo permitiría hacer una evaluación del desempeño del sistema disipador con que cuenta la estructura, no necesitándose de métodos complejos y altamente consumidores de tiempo y esfuerzo para ello.
7. Una de las razones para el poco uso de las Técnicas De Control De Respuesta Sísmica (TCRS), y a la vez, de metodologías más completas de análisis estructural, es el poco conocimiento y gran esfuerzo requerido para realizarlos. El modelo propuesto pretende atacar la cantidad de esfuerzo invertido, simplificando el diseño estructural.
8. Países como Estados Unidos, Japón, Nueva Zelanda, entre otros, han implementado con resultados satisfactorios TCRS a sus estructuras. El desarrollo de este modelo constituye una propuesta que simplifica la metodología de análisis, permitiendo la entrada de TCRS a Colombia que han sido eficaces en otros países.

## BIBLIOGRAFÍA

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica -AIS-. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)*. Bogotá, Colombia.
- Chopra, A. K. (2011). *Dynamics of Structures*. Nueva Jersey: Prentice Hall.
- Federal Emergency Management Agency -FEMA-. (Agosto de 2006). FEMA 451. *NEHRP Recommended Provisions: Design Examples*. Washington, D.C., Estados Unidos.
- García Reyes, L. E. (1998). *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Bogotá: Universidad de los Andes.
- Ghobarah, A. (2004). Response of structures to near-fault ground motion. *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- International Organization for Standardization -ISO-. (2001). *ISO 3010:2001 Basis for design of structures - Seismic actions on structures*.
- Japan Society of Seismic Isolation -JSSI-. (25 de Noviembre de 2010). Recuperado el 8 de Octubre de 2011, de Japan Nuclear Energy Safety Organization -JNES-: [http://www.jnes.go.jp/seismic-symposium10/presentationdata/7\\_ws2/WS2-05.pdf](http://www.jnes.go.jp/seismic-symposium10/presentationdata/7_ws2/WS2-05.pdf)
- Kuramoto, H., Teshigawara, M., Okuzono, T., Koshika, N., Takayama, M., & Hori, T. (2000). Predicting the earthquake response of buildings using equivalent single degree of freedom system. *Twelfth World Conference on Earthquake Engineering*, 1-8.
- L. Wilson, E. (2000). *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*. California: Computers and Structures, Inc.
- Midorikawa, M., Okawa, I., Iiba, M., & Teshigawara, M. (2003). Performance-based seismic design code for buildings in Japan. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, 4(1), 15-25.
- Oviedo Amézquita, J. A., & Duque Uribe, M. d. (2006). Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. *Revista EIA*, 105-120.
- Oviedo Amézquita, J. A., & Duque Uribe, M. d. (2009). Situación de las técnicas de control de respuesta sísmica en Colombia. *Revista EIA*, 113-124.
- Oviedo Amézquita, J. A., Midorikawa, M., & Asari, T. (2010). An Equivalent SDOF System Model for Estimating the Earthquake Response of R/C Buildings with Hysteretic Dampers. *Fourteenth European Conference On Earthquake Engineering*.

- Oviedo Amézquita, J. A., Midorikawa, M., & Asari, T. (2011). An equivalent SDOF system model for estimating the response of R/C building structures with proportional hysteretic dampers subjected to earthquake motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 571-589.
- Pacific Engineering Earthquake Research Center -PEER-. (3 de Octubre de 2012). Obtenido de sitio web del Pacific Engineering Earthquake Research Center: <http://peer.berkeley.edu/>
- Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia -RNAC-. (5 de Octubre de 2012). Obtenido de sitio web de la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia: <http://seisan.ingeminas.gov.co/RNAC/>
- Saito, T. (2011). *STERA3D Technical Manual*. Japón: Building Research Institute -BRI-.
- Saito, T. (1 de Octubre de 2012). Structural Earthquake Response Analysis 3D -STERA 3D-. Japón.
- Shibata, A., & Sozen, M. A. (1976). Substitute-Structure Method for Seismic Design in R/C. *Journal of the Structural Division*, 1-18.
- Yoshida, S. (Marzo de 1979). Modified substitute structure method for analysis of existing R/C structures. Vancouver, Canadá: University Of British Columbia.

## ANEXO 1. ACERO DE REFUERZO DE LAS EDIFICACIONES.

Con el fin de obtener un diseño muy simplificado, se diseñaron los elementos de concreto del pórtico principal de los edificios de la siguiente manera:

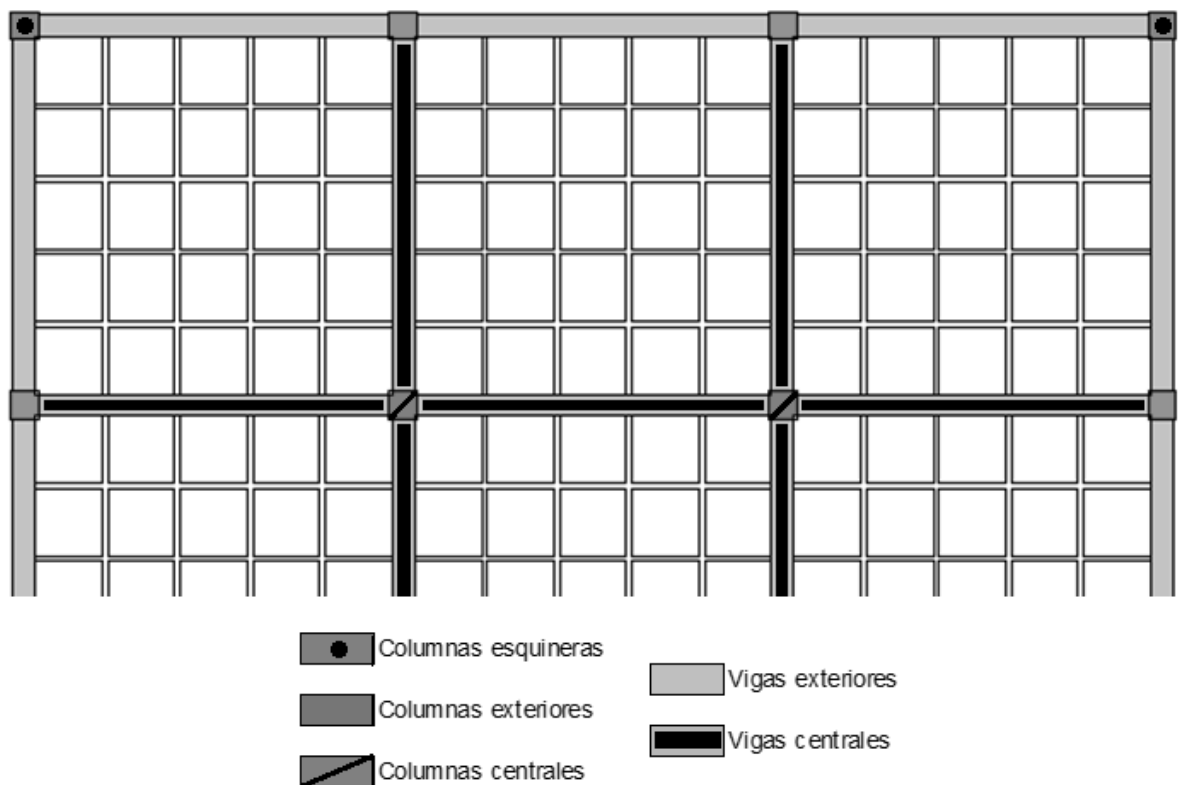
- Columnas

Se definieron tres tipos básicos de columnas: exteriores, interiores y esquineras.

- Vigas

Se definieron dos tipos básicos de vigas: exteriores e interiores.

Gráficamente, las anteriores convenciones se aprecian en la siguiente figura, en la que solo se muestra la mitad de la planta por simetría:



En las siguientes tablas se muestra la cantidad de acero de refuerzo como resultado del diseño de los elementos para los dos edificios.



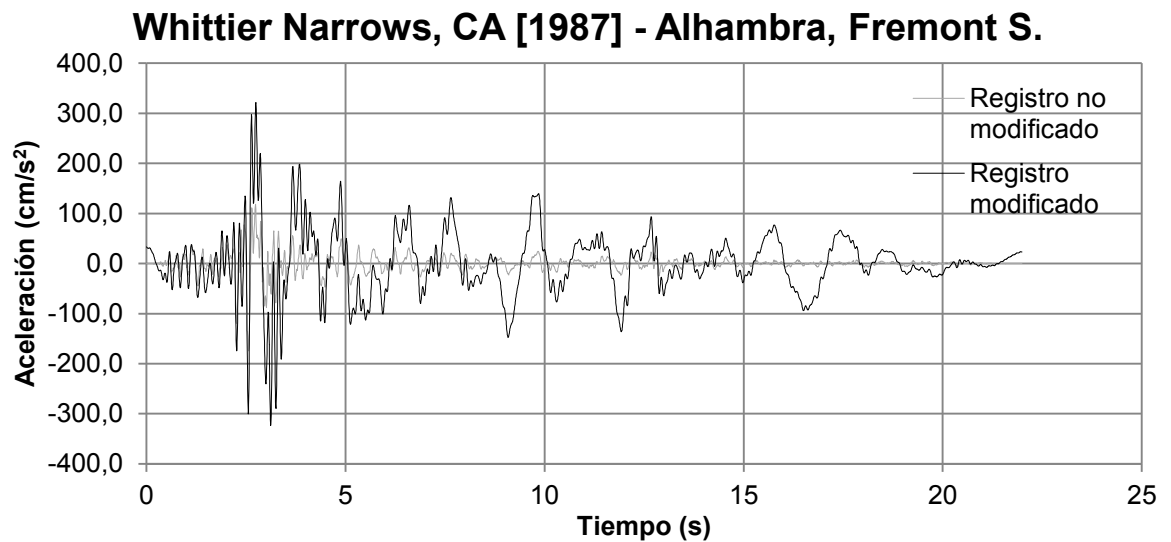
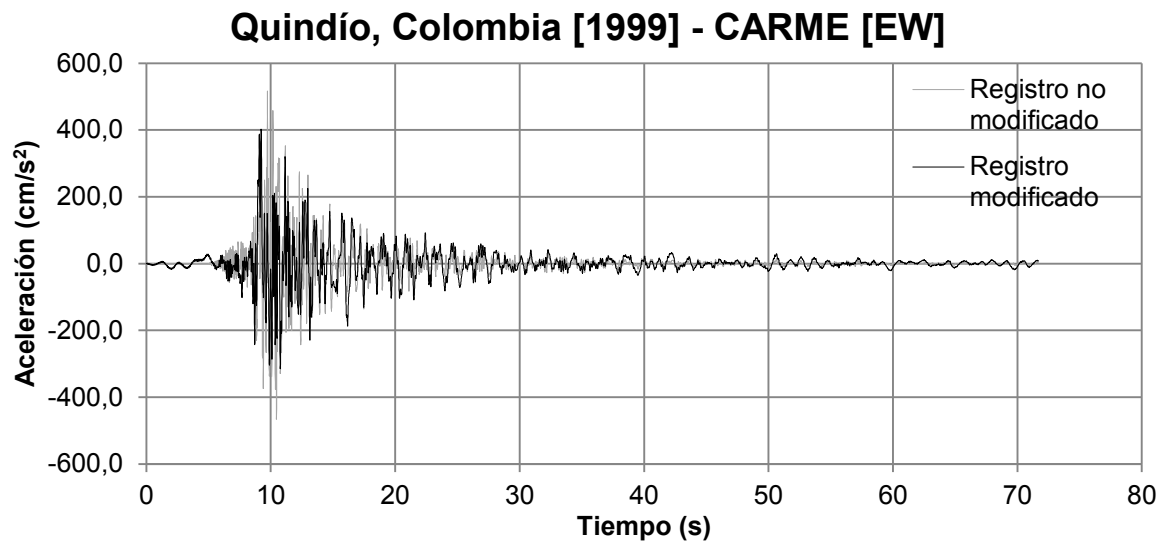
Elemento		Sección de elemento	Resistencia del concreto	Densidad de refuerzo	Refuerzo longitudinal	Refuerzo transversal
		m	MPa	%		
Edificio 3 pisos						
Columnas 1er piso	Interiores	0,45 x 0,45	21	3,06	16 N7	N2 @ 150 mm
	Laterales	0,45 x 0,45	21	2,80	20 N6	N2 @ 150 mm
	Esquinas	0,45 x 0,45	21	1,78	28 N4	N2 @ 150 mm
Columnas 2do piso	Interiores	0,45 x 0,45	21	1,68	12 N6	N2 @ 150 mm
	Laterales	0,45 x 0,45	21	1,68	12 N6	N2 @ 150 mm
	Esquinas	0,45 x 0,45	21	1,02	16 N4	N2 @ 150 mm
Columnas 3er piso	Interiores	0,45 x 0,45	21	1,53	24 N4	N2 @ 150 mm
	Laterales	0,45 x 0,45	21	1,53	24 N4	N2 @ 150 mm
	Esquinas	0,45 x 0,45	21	1,18	12 N5	N2 @ 150 mm
Edificio 6 pisos						
Columnas 1er piso	Interiores	0,55 x 0,55	28	3,38	36 N6	N3 @ 250 mm
	Laterales	0,55 x 0,55	28	2,63	28 N6	N3 @ 250 mm
	Esquinas	0,55 x 0,55	28	1,84	28 N5	N3 @ 250 mm
Columnas 2do piso	Interiores	0,55 x 0,55	28	1,71	8 N9	N3 @ 250 mm
	Laterales	0,55 x 0,55	28	1,58	24 N5	N3 @ 250 mm
	Esquinas	0,55 x 0,55	28	1,02	24 N4	N3 @ 250 mm
Columnas 3er piso	Interiores	0,55 x 0,55	28	1,02	24 N4	N3 @ 250 mm
	Laterales	0,55 x 0,55	28	1,13	12 N6	N3 @ 250 mm
	Esquinas	0,55 x 0,55	28	1,02	24 N4	N3 @ 250 mm
Columnas 4to piso	Interiores	0,55 x 0,55	21	1,36	32 N4	N3 @ 250 mm
	Laterales	0,55 x 0,55	21	1,36	32 N4	N3 @ 250 mm
	Esquinas	0,55 x 0,55	21	1,02	24 N4	N3 @ 250 mm
Columnas 5to-6to piso	Interiores	0,55 x 0,55	21	1,02	24 N4	N3 @ 250 mm
	Laterales	0,55 x 0,55	21	1,02	24 N4	N3 @ 250 mm
	Esquinas	0,55 x 0,55	21	1,02	24 N4	N3 @ 250 mm

Elemento		Sección de elemento	Resistencia del concreto	Densidad de refuerzo	Refuerzo longitudinal superior	Refuerzo longitudinal inferior	Refuerzo transversal
		m	MPa	%			
Edificio 3 pisos							
Vigas 2do piso	Interiores	0,30 x 0,40	21	2,12	4 N7	5 N5	N2 @ 50 mm
	Exteriores	0,30 x 0,40	21	2,12	4 N7	5 N5	N2 @ 50 mm
Vigas 3er piso	Interiores	0,30 x 0,40	21	1,89	5 N6	3 N6	N2 @ 50 mm
	Exteriores	0,30 x 0,40	21	1,89	5 N6	3 N6	N2 @ 50 mm
Vigas cubierta	Interiores	0,30 x 0,40	21	1,82	3 N7	2 N8	N2 @ 50 mm
	Exteriores	0,30 x 0,40	21	1,54	5 N5	3 N6	N3 @ 150 mm
Edificio 6 pisos							
Vigas 2do piso	Interiores	0,40 x 0,50	21	1,59	4 N8	4 N6	N4 @ 200 mm
	Exteriores	0,40 x 0,50	21	1,72	4 N8	7 N5	N4 @ 200 mm
Vigas 3er piso	Interiores	0,40 x 0,50	21	1,73	6 N7	4 N6	N4 @ 200 mm
	Exteriores	0,40 x 0,50	21	1,81	6 N7	2 N9	N4 @ 200 mm
Vigas 4to piso	Interiores	0,40 x 0,50	21	1,51	7 N6	8 N4	N4 @ 200 mm
	Exteriores	0,40 x 0,50	21	1,57	7 N6	3 N7	N4 @ 200 mm
Vigas 5to piso	Interiores	0,40 x 0,50	21	1,47	5 N7	5 N5	N3 @ 150 mm
	Exteriores	0,40 x 0,50	21	1,47	5 N7	5 N5	N3 @ 150 mm
Vigas 6to piso	Interiores	0,40 x 0,50	21	1,26	3 N8	5 N5	N3 @ 150 mm
	Exteriores	0,40 x 0,50	21	1,26	3 N8	5 N5	N3 @ 150 mm
Vigas cubierta	Interiores	0,40 x 0,50	21	1,07	4 N6	5 N5	N2 @ 100 mm
	Exteriores	0,40 x 0,50	21	1,07	4 N6	5 N5	N2 @ 100 mm

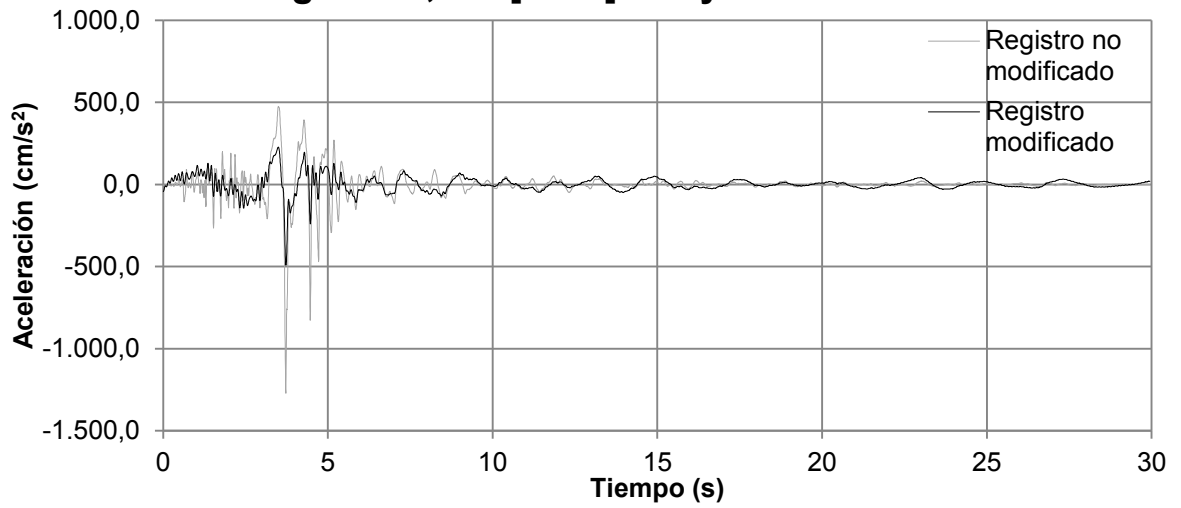
## ANEXO 2. ACELEROGRAMAS Y ESPECTROS DE RESPUESTA

### Acelerogramas

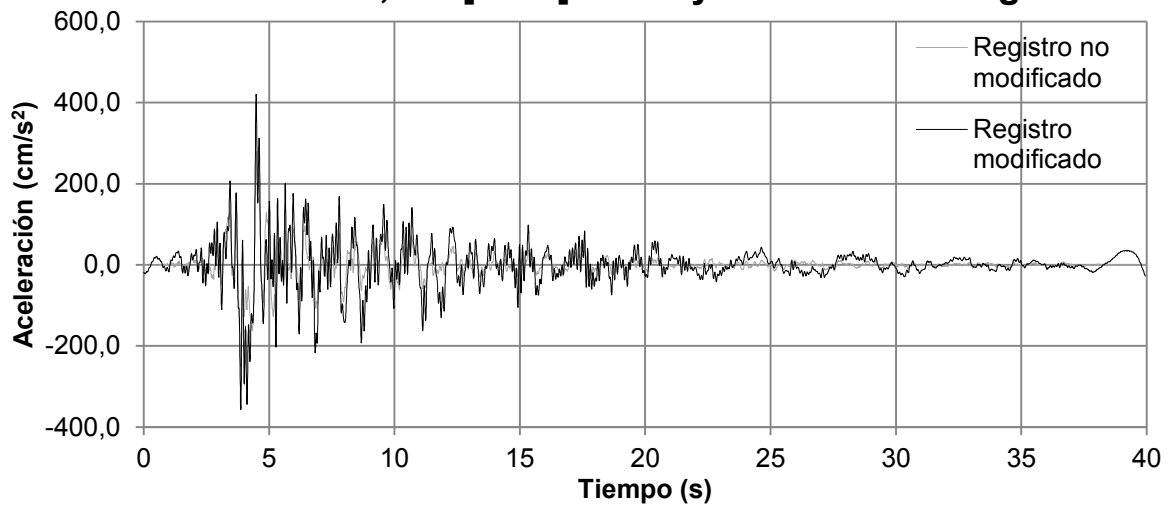
*Registros de SFC:*



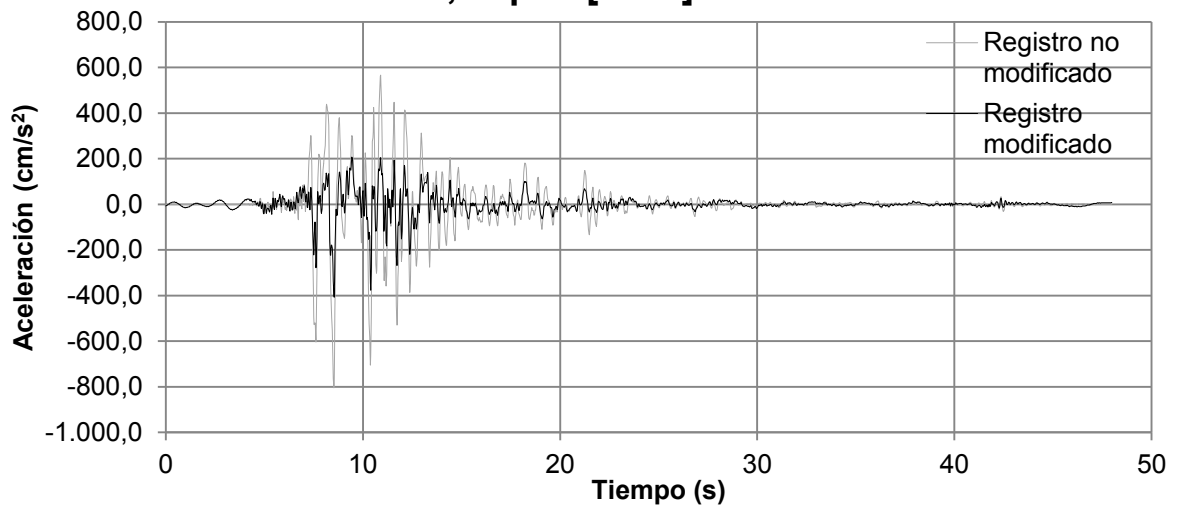
### Morgan Hill, CA [1984] - Coyote Lake Dam



### Loma Prieta, CA [1989] - Gilroy Historic Building

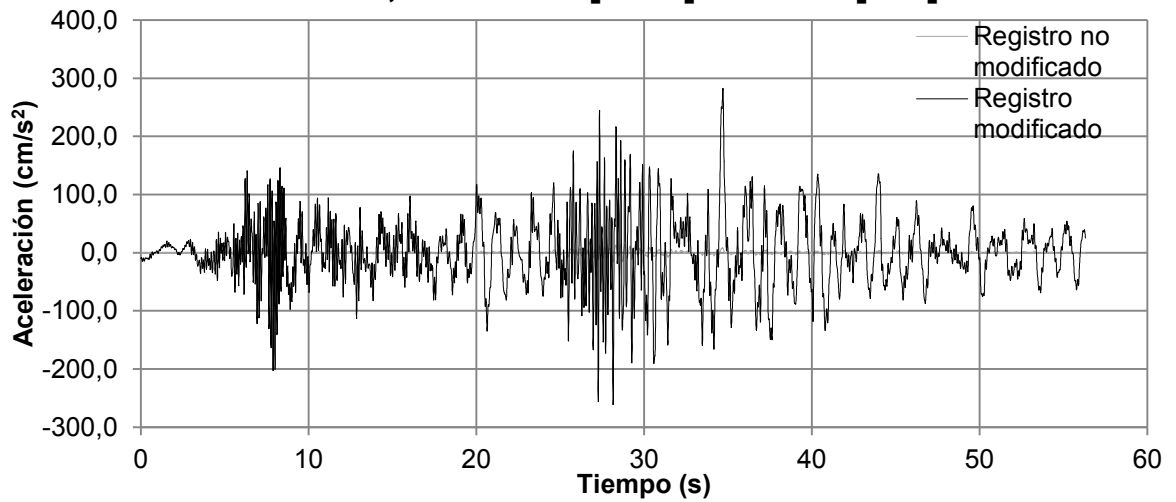


### Kobe, Japan [1995] - KJMA

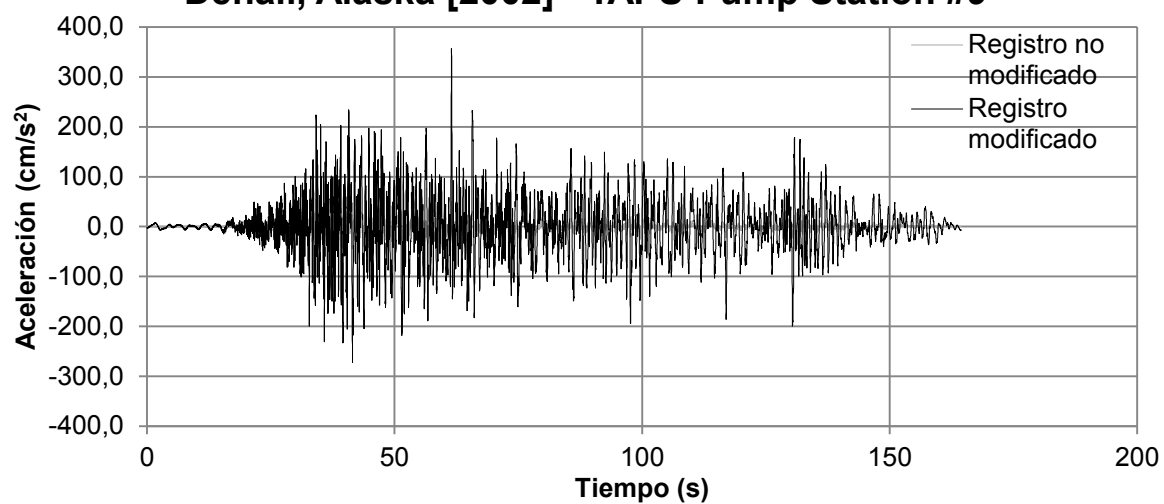


*Registros de SFL:*

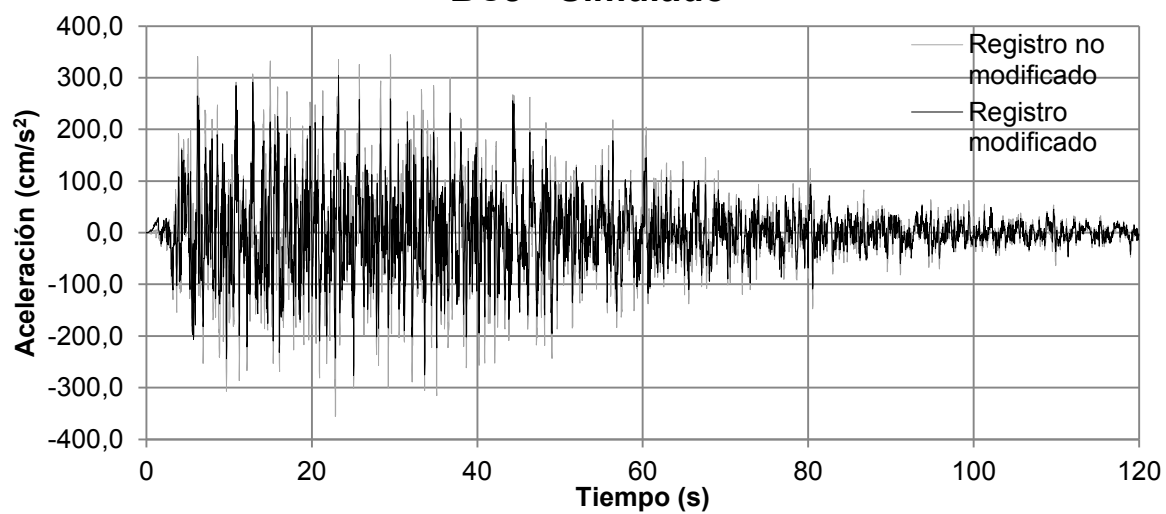
### Quindío, Colombia [1999] - CNEIV [EW]



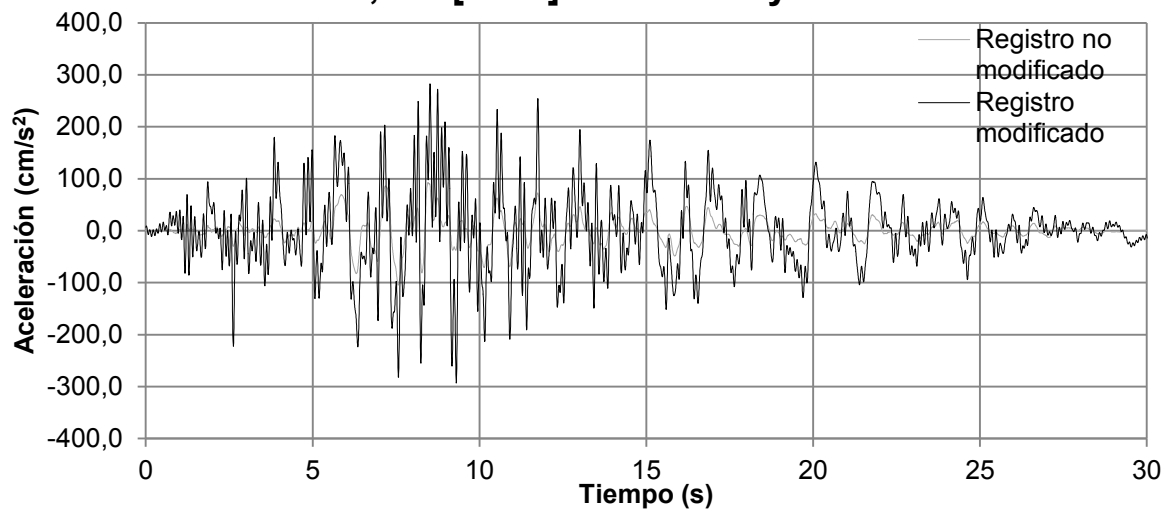
### Denali, Alaska [2002] - TAPS Pump Station #9



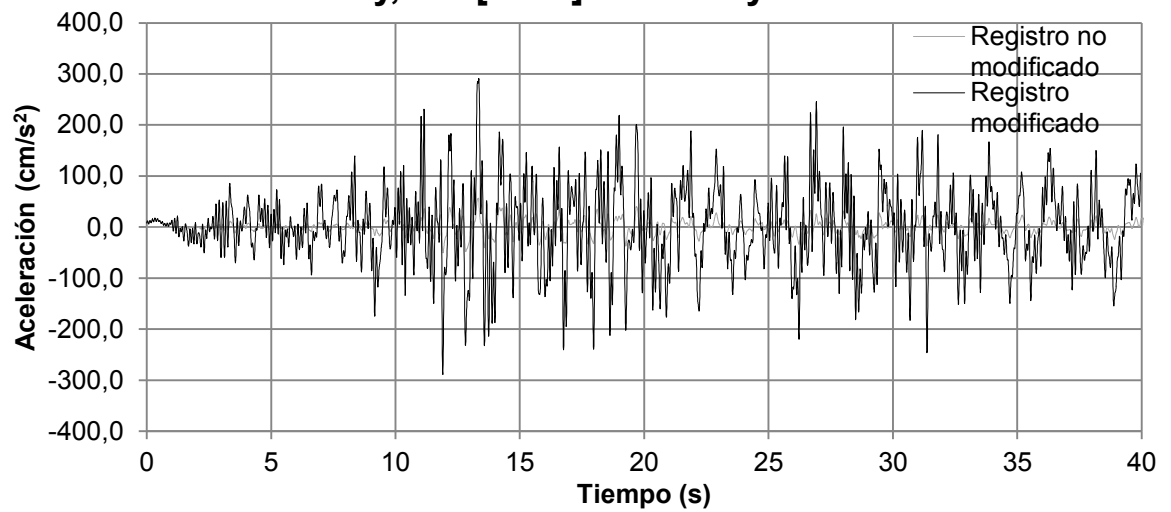
### BCJ - Simulado



### Loma Prieta, CA [1989] - Foster City Menhaden C.



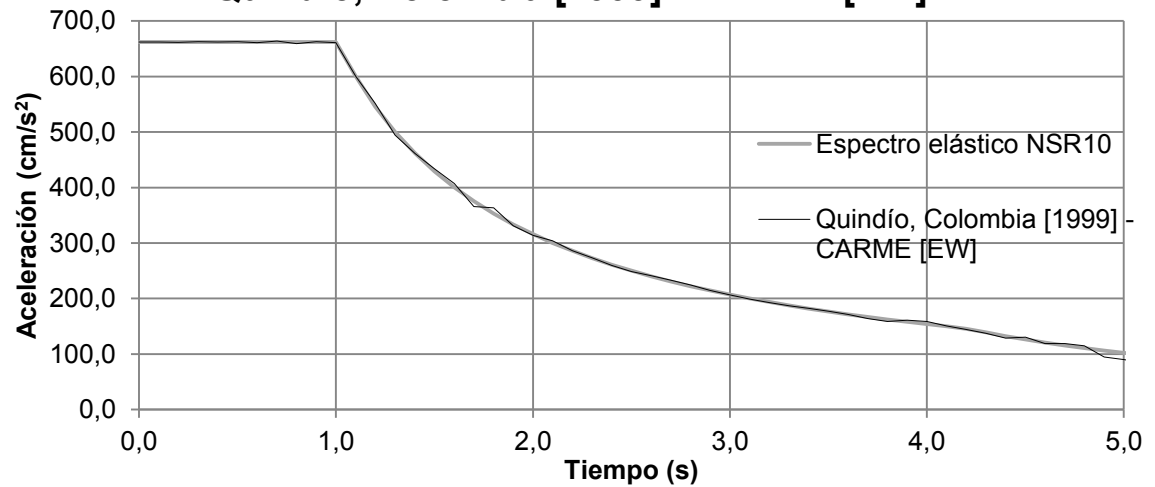
### Kern County, CA [1952] - LA Hollywood Stor FF



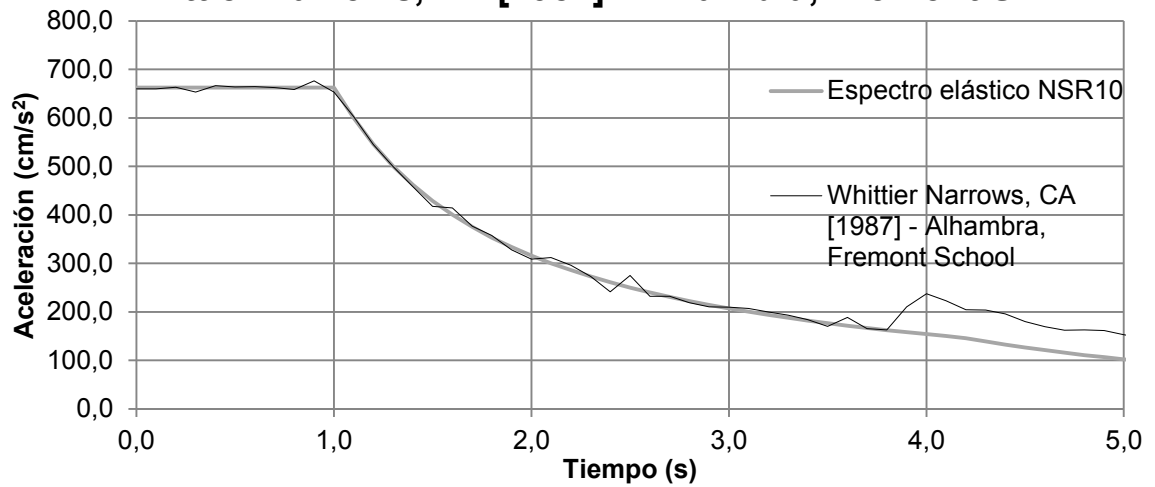
## Espectros de respuesta

*Espectros de SFC:*

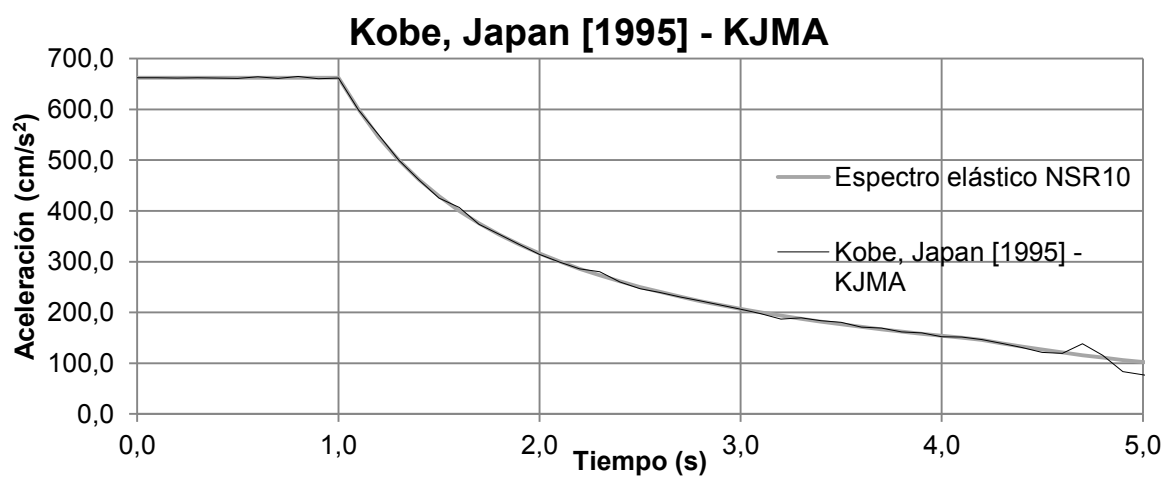
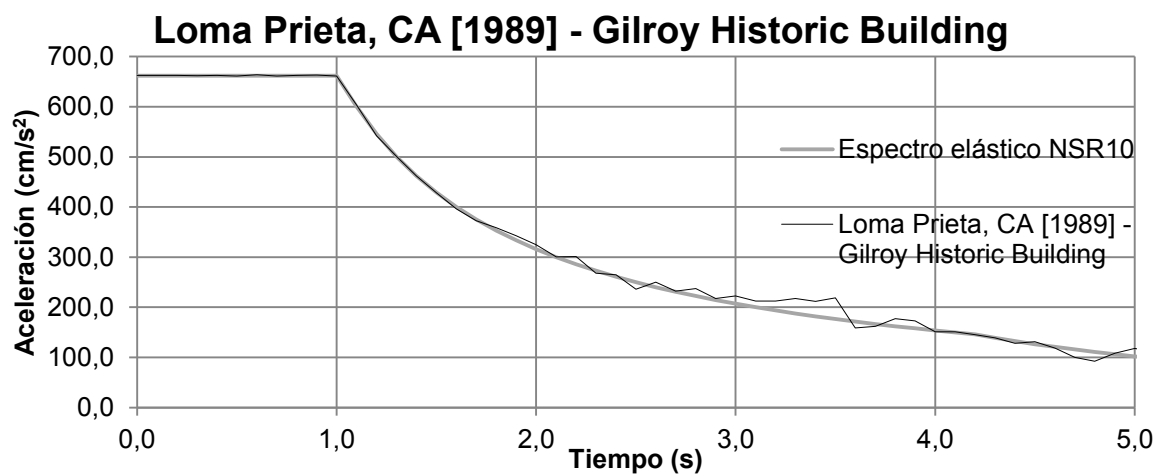
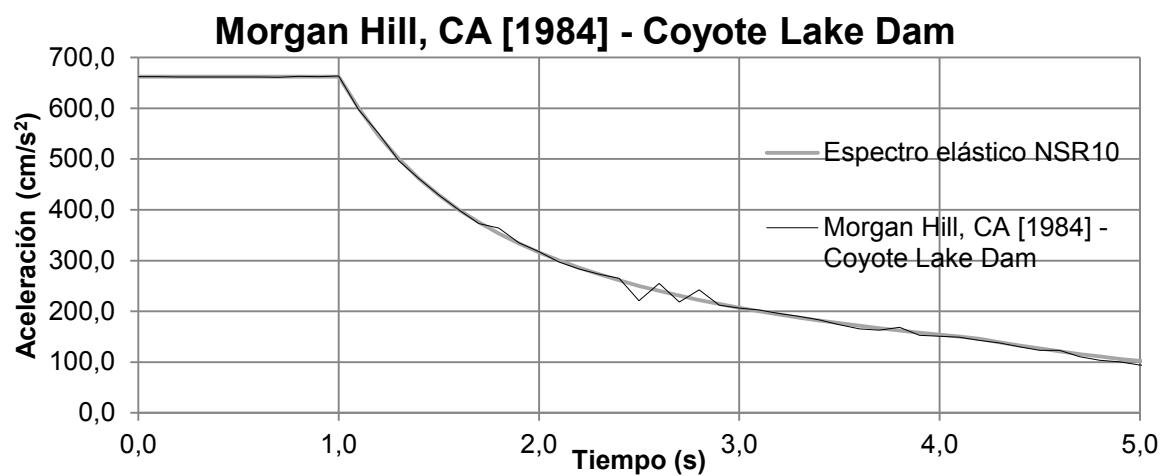
### Quindío, Colombia [1999] - CARME [EW]



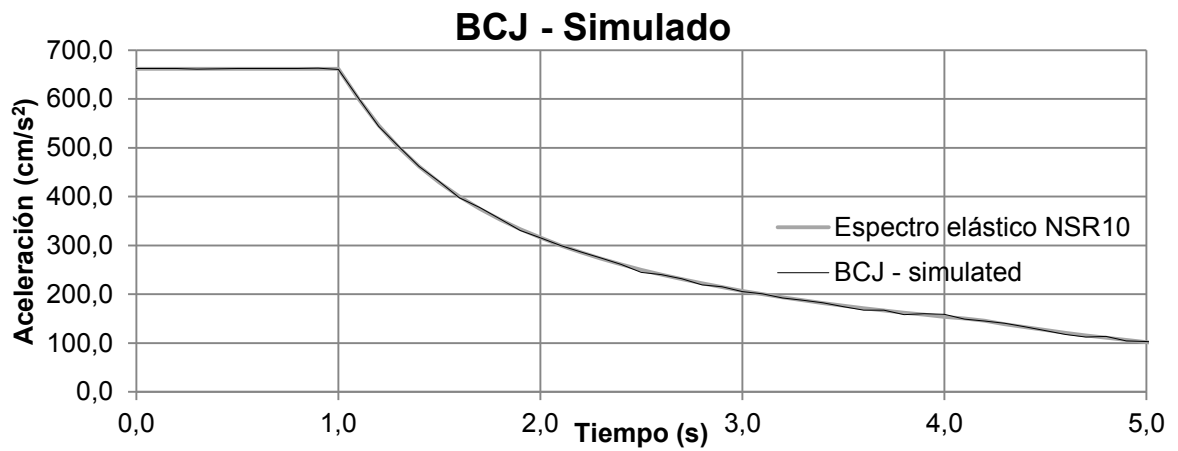
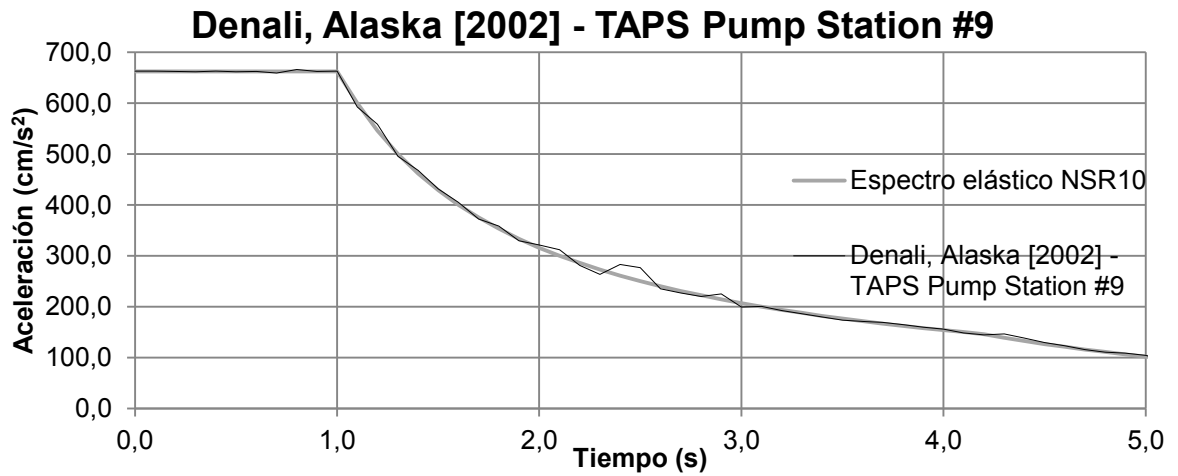
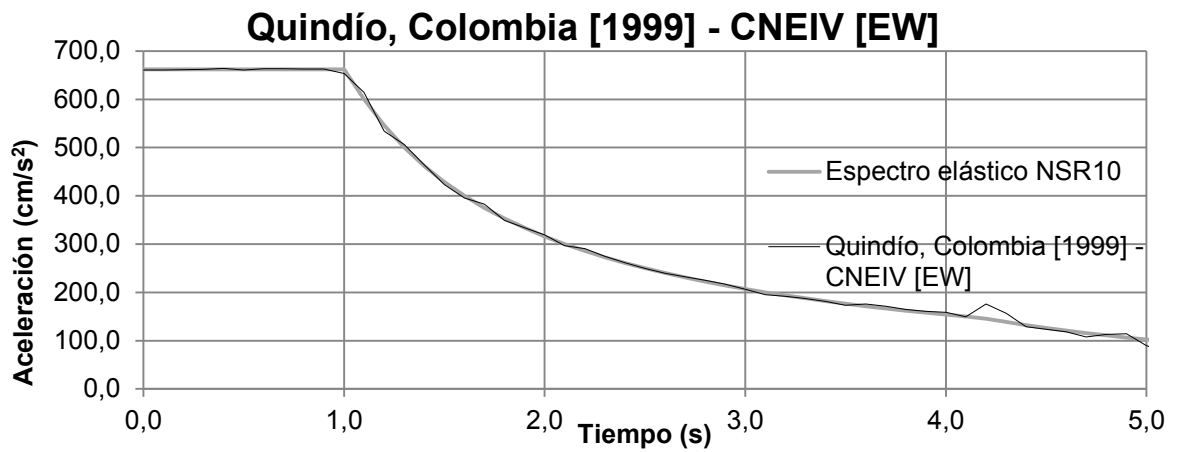
### Whittier Narrows, CA [1987] - Alhambra, Fremont S.

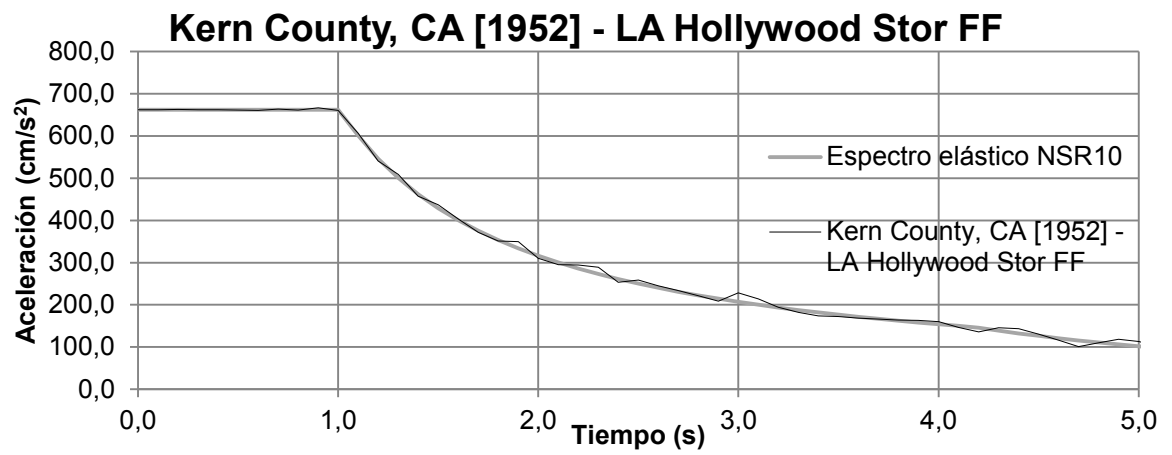
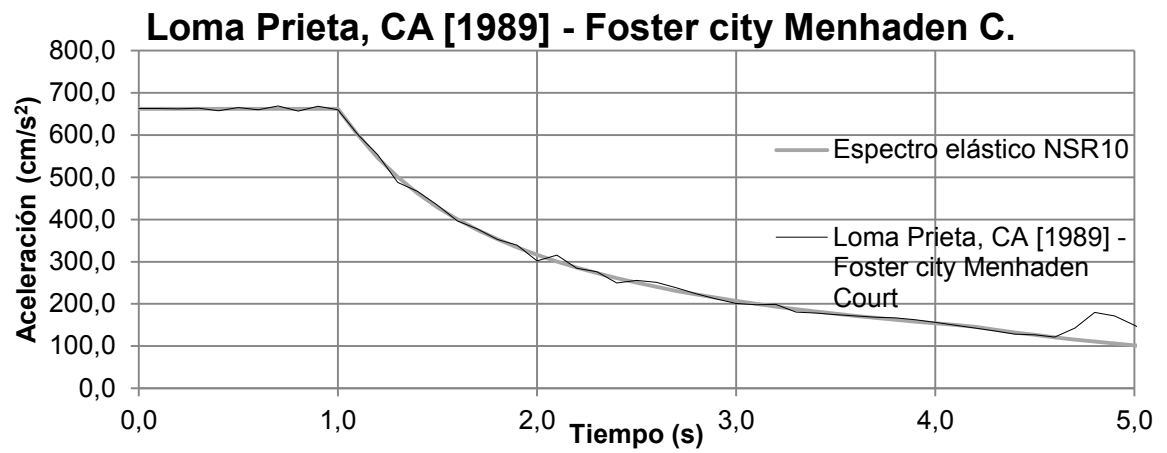






*Espectros de SFL:*





### ANEXO 3. ESTADÍSTICAS DE LA DEMANDA DE DERIVA DE LOS ANÁLISIS NO LINEALES DINÁMICOS.

A continuación, se presentan los valores promedio y la desviación estándar de la Relación  $\Delta_{SDOF_i}/\Delta_{MDOF_i}$  ( $\mu_{\Delta_{SDOF_i}/\Delta_{MDOF_i}}$  y  $\sigma_{\Delta_{SDOF_i}/\Delta_{MDOF_i}}$ ) de los análisis no lineales dinámicos para cada piso  $i$ :

#### Edificio de tres pisos

*Análisis con SFC:*

Modelo	$\mu_{\Delta_{SDOF_i}/\Delta_{MDOF_i}}$			$\sigma_{\Delta_{SDOF_i}/\Delta_{MDOF_i}}$		
	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=1$	$i=2$	$i=3$
Modelo 1	0,99	1,02	1,18	0,06	0,04	0,14
Modelo 2	0,99	1,02	1,18	0,07	0,04	0,10
Modelo 3	1,00	1,03	1,17	0,07	0,04	0,06
Modelo 4	1,00	1,02	1,14	0,07	0,03	0,05
Modelo 5	1,00	1,02	1,12	0,07	0,03	0,05
Modelo 6	0,98	1,02	1,06	0,09	0,02	0,09
Modelo 7	0,94	1,01	1,04	0,07	0,02	0,09
Modelo 8	0,98	1,02	1,02	0,06	0,03	0,06
Modelo 9	0,99	1,01	1,01	0,07	0,03	0,06
Modelo 10	0,99	1,01	1,03	0,07	0,02	0,05
Modelo 11	0,92	1,07	1,16	0,05	0,07	0,10
Modelo 12	0,98	1,07	1,06	0,04	0,04	0,10
Modelo 13	0,98	1,02	1,00	0,05	0,05	0,09
Modelo 14	0,99	1,01	0,98	0,05	0,04	0,08
Modelo 15	0,99	1,00	1,00	0,04	0,04	0,08
Modelo 16	0,88	1,12	1,10	0,09	0,10	0,08
Modelo 17	0,90	1,10	1,03	0,04	0,06	0,08
Modelo 18	0,95	1,07	1,03	0,03	0,05	0,09
Modelo 19	0,97	1,05	1,02	0,04	0,03	0,07
Modelo 20	0,98	1,02	1,01	0,06	0,02	0,05
Modelo 21	0,89	1,13	0,99	0,09	0,08	0,04
Modelo 22	0,88	1,06	0,98	0,06	0,02	0,05
Modelo 23	0,94	1,05	0,97	0,07	0,08	0,06
Modelo 24	0,94	1,03	1,00	0,04	0,06	0,06
Modelo 25	0,94	1,05	1,05	0,04	0,03	0,03

Análisis con SFL:

Modelo	$\mu_{\Delta_{SDOF_i}/\Delta_{MDOF_i}}$			$\sigma_{\Delta_{SDOF_i}/\Delta_{MDOF_i}}$		
	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=1$	$i=2$	$i=3$
Modelo 1	0,95	0,96	1,00	0,05	0,05	0,07
Modelo 2	0,91	0,95	0,98	0,07	0,06	0,08
Modelo 3	0,96	0,98	0,99	0,08	0,09	0,10
Modelo 4	1,00	1,00	1,03	0,06	0,07	0,11
Modelo 5	0,88	0,94	0,99	0,13	0,07	0,10
Modelo 6	0,91	1,00	1,02	0,08	0,06	0,06
Modelo 7	0,93	1,03	1,05	0,10	0,05	0,07
Modelo 8	0,92	0,99	1,01	0,08	0,05	0,07
Modelo 9	0,90	0,97	0,99	0,06	0,03	0,04
Modelo 10	0,88	0,93	0,95	0,07	0,07	0,07
Modelo 11	0,91	1,06	1,13	0,07	0,05	0,08
Modelo 12	0,93	1,04	1,02	0,05	0,05	0,05
Modelo 13	0,95	0,98	0,98	0,04	0,05	0,06
Modelo 14	0,93	1,00	0,97	0,11	0,09	0,09
Modelo 15	0,91	0,99	0,99	0,10	0,05	0,06
Modelo 16	0,87	1,10	1,07	0,08	0,08	0,08
Modelo 17	0,92	1,07	1,02	0,07	0,11	0,07
Modelo 18	0,93	1,05	1,02	0,05	0,03	0,05
Modelo 19	0,96	1,01	1,00	0,05	0,06	0,05
Modelo 20	0,99	1,00	0,98	0,05	0,06	0,07
Modelo 21	0,87	1,02	0,98	0,03	0,04	0,04
Modelo 22	0,95	1,06	0,96	0,04	0,09	0,03
Modelo 23	0,98	1,01	0,96	0,04	0,05	0,03
Modelo 24	1,02	1,05	1,03	0,08	0,05	0,06
Modelo 25	0,98	1,04	1,05	0,07	0,03	0,04

## Edificio de seis pisos

Análisis con SFC:

Modelo	$\mu_{\Delta_{SDOF_i}/\Delta_{MDOF_i}}$						$\sigma_{\Delta_{SDOF_i}/\Delta_{MDOF_i}}$					
	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=4$	$i=5$	$i=6$	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=4$	$i=5$	$i=6$
Modelo 1	0,87	0,94	0,99	1,04	1,06	0,96	0,11	0,07	0,05	0,06	0,09	0,06
Modelo 2	0,87	0,95	0,99	1,04	1,06	0,95	0,11	0,07	0,04	0,06	0,12	0,06
Modelo 3	0,88	0,95	0,99	1,03	1,05	0,94	0,10	0,06	0,04	0,06	0,12	0,06
Modelo 4	0,88	0,94	0,99	1,02	1,04	0,93	0,10	0,06	0,04	0,07	0,13	0,06
Modelo 5	0,88	0,94	0,98	1,01	1,02	0,92	0,09	0,06	0,03	0,06	0,13	0,06
Modelo 6	0,84	0,96	1,00	1,03	1,06	1,01	0,11	0,12	0,09	0,07	0,07	0,09
Modelo 7	0,82	0,92	0,98	1,01	1,05	0,99	0,10	0,08	0,04	0,04	0,08	0,09

Modelo	$\mu_{\Delta SDOF_i/\Delta MDOF_i}$						$\sigma_{\Delta SDOF_i/\Delta MDOF_i}$					
	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=4$	$i=5$	$i=6$	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=4$	$i=5$	$i=6$
Modelo 8	0,83	0,91	0,96	0,99	1,01	0,97	0,08	0,05	0,02	0,06	0,11	0,10
Modelo 9	0,87	0,96	1,01	1,04	1,07	0,98	0,12	0,08	0,06	0,09	0,14	0,10
Modelo 10	0,87	0,95	1,00	1,03	1,06	0,96	0,11	0,07	0,05	0,09	0,15	0,10
Modelo 11	0,81	0,90	0,98	1,06	1,11	1,13	0,08	0,04	0,05	0,11	0,13	0,12
Modelo 12	0,85	0,96	1,02	1,05	1,07	1,05	0,12	0,09	0,05	0,08	0,13	0,14
Modelo 13	0,83	0,93	0,99	1,03	1,05	0,98	0,13	0,09	0,06	0,08	0,14	0,13
Modelo 14	0,85	0,93	0,98	1,02	1,03	0,95	0,13	0,09	0,04	0,04	0,10	0,10
Modelo 15	0,88	0,95	0,99	1,02	1,03	0,98	0,12	0,08	0,03	0,04	0,09	0,10
Modelo 16	0,76	0,90	1,05	1,11	1,16	1,18	0,12	0,09	0,07	0,04	0,08	0,09
Modelo 17	0,82	0,94	1,03	1,08	1,06	1,02	0,09	0,05	0,06	0,04	0,05	0,07
Modelo 18	0,89	0,99	1,07	1,05	0,99	0,93	0,09	0,05	0,11	0,09	0,09	0,10
Modelo 19	0,85	0,96	1,02	1,01	0,96	0,92	0,11	0,08	0,04	0,06	0,09	0,10
Modelo 20	0,86	0,95	1,02	1,03	0,98	0,95	0,13	0,08	0,04	0,04	0,06	0,08
Modelo 21	0,73	0,87	1,01	1,11	1,14	1,05	0,08	0,06	0,06	0,09	0,13	0,09
Modelo 22	0,79	0,96	1,06	1,05	1,01	1,01	0,07	0,06	0,03	0,05	0,09	0,09
Modelo 23	0,87	0,98	1,02	1,00	0,95	0,97	0,08	0,10	0,04	0,05	0,10	0,09
Modelo 24	0,90	1,03	1,04	0,97	0,96	0,99	0,09	0,12	0,05	0,04	0,08	0,09
Modelo 25	0,90	1,04	1,05	1,00	0,99	1,02	0,07	0,08	0,05	0,04	0,06	0,08

*Análisis con SFL:*

Modelo	$\mu_{\Delta SDOF_i/\Delta MDOF_i}$						$\sigma_{\Delta SDOF_i/\Delta MDOF_i}$					
	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=4$	$i=5$	$i=6$	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=4$	$i=5$	$i=6$
Modelo 1	0,85	0,90	0,93	0,93	0,93	0,92	0,10	0,07	0,04	0,07	0,10	0,09
Modelo 2	0,85	0,91	0,94	0,95	0,96	0,93	0,08	0,06	0,04	0,08	0,12	0,11
Modelo 3	0,85	0,92	0,94	0,96	0,97	0,93	0,09	0,06	0,04	0,08	0,12	0,11
Modelo 4	0,86	0,92	0,94	0,96	0,97	0,93	0,08	0,05	0,01	0,08	0,12	0,10
Modelo 5	0,87	0,93	0,96	0,97	0,97	0,93	0,10	0,07	0,04	0,08	0,12	0,11
Modelo 6	0,89	0,95	0,96	0,95	0,96	0,95	0,06	0,05	0,04	0,03	0,02	0,05
Modelo 7	0,85	0,92	0,96	0,95	0,94	0,92	0,05	0,04	0,05	0,04	0,04	0,05
Modelo 8	0,81	0,87	0,90	0,92	0,92	0,91	0,08	0,06	0,03	0,05	0,06	0,06
Modelo 9	0,82	0,88	0,91	0,94	0,95	0,93	0,11	0,09	0,06	0,07	0,07	0,05
Modelo 10	0,85	0,91	0,96	0,98	0,99	0,94	0,10	0,08	0,04	0,05	0,09	0,07
Modelo 11	0,87	0,94	1,00	1,05	1,06	1,05	0,04	0,02	0,03	0,06	0,06	0,06
Modelo 12	0,90	0,98	1,01	1,01	1,02	1,01	0,09	0,06	0,01	0,05	0,10	0,10
Modelo 13	0,91	0,97	0,99	0,98	0,96	0,94	0,08	0,07	0,05	0,03	0,06	0,10
Modelo 14	0,87	0,95	0,97	0,93	0,90	0,88	0,05	0,07	0,05	0,04	0,05	0,08
Modelo 15	0,80	0,87	0,92	0,92	0,91	0,89	0,05	0,02	0,04	0,07	0,05	0,04
Modelo 16	0,81	0,94	1,05	1,04	1,05	1,09	0,08	0,07	0,07	0,04	0,08	0,07
Modelo 17	0,87	0,99	1,03	1,06	1,07	1,06	0,04	0,03	0,04	0,06	0,06	0,06
Modelo 18	0,93	0,99	1,04	1,02	1,01	0,98	0,07	0,04	0,03	0,07	0,07	0,07

Modelo	$\mu_{\Delta_{SDOF_i}/\Delta_{MDOF_i}}$						$\sigma_{\Delta_{SDOF_i}/\Delta_{MDOF_i}}$					
	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=4$	$i=5$	$i=6$	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=4$	$i=5$	$i=6$
Modelo 19	0,91	0,98	1,01	0,97	0,96	0,96	0,08	0,06	0,05	0,04	0,05	0,07
Modelo 20	0,92	0,97	0,99	0,96	0,95	0,95	0,04	0,04	0,03	0,03	0,04	0,06
Modelo 21	0,76	0,89	1,02	1,06	1,05	1,03	0,07	0,06	0,04	0,09	0,16	0,15
Modelo 22	0,77	0,95	1,08	1,03	1,01	1,04	0,05	0,03	0,04	0,09	0,12	0,10
Modelo 23	0,89	1,00	1,06	1,04	1,02	1,03	0,03	0,02	0,05	0,06	0,05	0,04
Modelo 24	0,89	0,99	1,05	1,02	1,01	1,04	0,05	0,06	0,05	0,05	0,04	0,04
Modelo 25	0,91	0,98	1,02	1,00	1,03	1,06	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05



## ESCUELA DE INGENIERÍA DE ANTIOQUIA

### ACTA DE EVALUACIÓN FINAL DE TRABAJO DE GRADO

Fecha: (dd/mm/aa)	22 de noviembre de 2012	
Nombre del proyecto:	<b>Modelo de análisis no lineal dinámico simplificado para la predicción de la respuesta sísmica de pórticos de concreto con disipadores de energía</b>	
Director del proyecto:	Juan Andrés Oviedo	
	Nombre del estudiante	Programa académico
	Cristian Camilo Londoño Piedrahita	Ingeniería Civil
Nombre del Jurado:		
<b>Evaluación del proyecto: Espacio exclusivo para jurado</b>		
<input type="checkbox"/> No aprobado <input type="checkbox"/> Aprobado sin mención <input checked="" type="checkbox"/> con Mención Pública <input type="checkbox"/> con Mención honorífica <input type="checkbox"/> Trabajo laureado		
<b>Justificación del reconocimiento:</b> (Artículo 28 del Acuerdo 11: "El director del Programa presentará el acta final de evaluación al Consejo Académico, donde consta la solicitud de mención especial debidamente justificada y el Consejo determinará si se otorga o no"). La justificación debe tener mínimo 500 palabras.		

DIRECTOR DEL PROGRAMA  
 María del Pilar Duque Uribe

DIRECTOR DEL TRABAJO DE GRADO  
 Juan Andrés Oviedo

JURADO (Si lo hubo)

JURADO (Si lo hubo) Edison Cárdenas